



INSTITUTO POLITÉCNICO
DE VIANA DO CASTELO

Susana Raquel da Silva Julião

ESTUDO COMPARATIVO DE METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS

Mestrado em Construções Civas
Especialização em Estruturas

Trabalho efectuado sob a orientação do
Professor Doutor Mário António Lage Alves Marques

Setembro de 2013

JÚRI

Professor Doutor José Manuel Ferreira da Silva

Professor Doutor Patrício António de Almeida Rocha

Professor Doutor Mário António Lage Alves Marques

Aos meus Pais
À memória da minha Avó Albina

É fazendo que se aprende a fazer aquilo que se deve aprender a fazer.

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

Ao finalizar esta minha tese, não podia deixar de agradecer a todas as pessoas que, directa ou indirectamente, me ajudaram, pelo carinho, dedicação e disponibilidade prestada, fazendo com que este trabalho se pudesse concretizar.

Assim sendo, quero agradecer muito especialmente ao meu orientador, professor Mário Marques, pessoa muito prestativa, colaborante, sempre disponível em todos os momentos mais precisos e atento às minhas dificuldades, dando-me, ao longo de todo este tempo de convivência, um auxílio imparável e ânimo para continuar.

A todos os meus professores, particularmente aos da área de estruturas, pelos conhecimentos transmitidos que muito contribuíram para a minha formação académica e pessoal.

Aos colegas de curso, principalmente Cátia Moura, Hélder Durães, Bruno Pires e Ana Margarida Mota, pelos bons e maus momentos que passamos juntos, e pela amizade que conseguimos fazer.

Aos meus amigos, de agora e de outrora, que me acompanharam e moldaram, em especial Carolina Varajão e Fernando Sousa, que, de certa forma, também me ajudaram a superar os momentos menos positivos, pela amizade, apoio e incentivo demonstrados.

Ao José Carneiro um agradecimento muito especial, por todos os momentos; estando sempre presente e pela paciência demonstrada nas alturas menos boas que foram surgindo no decorrer deste trabalho não recebendo tanto a minha atenção e dedicação.

A todos os meus familiares que, pelo apoio constante, me conseguiram fazer ir mais além, esperando que todos os meus momentos de ausência, possam ser retribuídos pelo orgulho sentido ao verem esta tese. Em especial aos meus pais, por todo o carinho, amizade, compreensão e espírito de sacrifício que sempre têm tido para comigo, ajudando-me a concluir uma das etapas mais marcantes da minha vida; não tendo eu, palavras que consigam exprimir o quanto lhes sou grata.

RESUMO

A vulnerabilidade dos edifícios face à acção sísmica tem sido cada vez mais referenciada. No entanto para o dimensionamento e avaliação da segurança devem ser tidos em conta todos os efeitos significativos do comportamento estrutural, através da utilização de análises e modelos capazes de caracterizar a resposta das estruturas da forma mais realista possível.

A realização de análises não lineares dinâmicas assim como a modelação da não linearidade material através de modelos de fibras são conhecidas como as abordagens mais rigorosas para estimar o desempenho estrutural, contudo implicam elevados conhecimentos do comportamento estrutural e está associado um tempo de cálculo que por vezes condiciona a sua utilização. Por este facto, têm sido procuradas metodologias de análise alternativas e mais simples mas que garantam resultados igualmente fiáveis. Já a simplificação que muitas vezes é considerada na interacção solo-estrutura carece de atenção pois a deformabilidade do solo pode ter implicações significativas na distribuição de esforços na estrutura, e assim condicionar o seu comportamento local e global.

Assim, enquadrada nesta problemática, surge a presente dissertação que foi elaborada com o intuito de comparar modelos distintos para a avaliação do comportamento estrutural de edifícios à acção dos sismos.

Inicialmente, é avaliada a viabilidade da utilização de análises não lineares estáticas (*pushover*), utilizando os métodos convencional e adaptativo, para diferentes situações de carregamento, relativamente à análise não linear dinâmica incremental.

Em seguida, são comparados diferentes modelos de não linearidade material, admitindo a plasticidade distribuída ao longo de toda a extensão dos elementos estruturais (modelo de fibras) e a plasticidade concentrada nas suas extremidades (modelo de rótulas).

Por fim, o estudo debruça-se sobre a influência da consideração da interacção solo-estrutura através da aplicação de molas elásticas nos apoios, simulando diferentes tipos de solos e considerando três abordagens presentes na bibliografia.

Os estudos comparativos são realizados através da análise da capacidade e desempenho estruturais, sendo utilizados os procedimentos propostos na norma europeia – Eurocódigo 8. Avaliam-se diversos parâmetros da resposta estrutural de modo a compreender a influência de cada proposta a um nível global e local, e onde eventualmente existirão lacunas a serem superadas.

PALAVRAS-CHAVE: sísmica, edifícios, *pushover*, não linearidade material, solos.

ABSTRACT

The vulnerability of buildings due to the seismic action has been increasingly referenced. However, for the design and safety assessment all significant effects of structural behaviour should be taken into account through the use of analyses and models able to characterize the response of structures as realistically as possible.

The use of nonlinear dynamic analyses with a fibre-based nonlinear material modelling is known as the most accurate strategy to estimate the structural performance, yet it requires substantial knowledge of the structural behaviour and is associated high demanded computation time which sometimes discards their use. For this reason, but also to ensure reliable results, alternative and simpler methodologies of analysis have been researched. On contrary, the simplification that is often considered in the soil-structure interaction lacks attention because of the fact that the deformability of the soil may have significant implications on stress distribution in the structure, and thus constraining their local and global behaviour.

Thus, framed in this problem, the present dissertation was developed with the purpose of comparing different models for the evaluation of the structural behaviour of buildings subjected to the action of earthquakes.

Initially, the feasibility of using nonlinear static analysis (*pushover*) is evaluated, using conventional and adaptive methods for different load pattern situations, and compared to the incremental dynamic analysis.

Then, different models of the nonlinear material are compared, admitting the plasticity distributed along the entire length of the structural elements (fibre model), and the plasticity concentrated at their ends (plastic hinges model).

Finally, the study focuses on the influence of considering the soil-structure interaction by applying elastic springs at the supports, simulating different types of soils and using three approaches purposed in the literature.

Through the analysis of the structural capacity and performance, using the procedures proposed in European standard - Eurocode 8, comparative studies are performed. Several parameters of structural response are evaluated in order to understand the influence of each proposal at a global and local level, and where eventually gaps exist and how can be overcome.

KEYWORDS: seismic, buildings, *pushover*, nonlinear material, soils.

ÍNDICE GERAL

| | |
|--|-----|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | iii |
| ABSTRACT | v |
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1. ENQUADRAMENTO..... | 1 |
| 1.2. OBJECTIVOS | 1 |
| 1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO | 1 |
| 2. ESTADO DA ARTE | 3 |
| 2.1. INTRODUÇÃO..... | 3 |
| 2.2. INFLUÊNCIA DOS PRINCÍPIOS E REGRAS DA REGULAMENTAÇÃO NA RESPOSTA DAS ESTRUTURAS | 3 |
| 2.3. ANÁLISES LINEARES..... | 4 |
| 2.4. ANÁLISES NÃO LINEARES..... | 5 |
| 2.4.1. INTRODUÇÃO | 5 |
| 2.4.2. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA..... | 6 |
| 2.4.3. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA..... | 7 |
| 2.4.3.1. Introdução | 7 |
| 2.4.3.2. Evolução nos Métodos de Análise <i>Pushover</i> | 7 |
| 2.4.3.3. Procedimentos Adaptativos..... | 10 |
| 2.5. NÃO LINEARIDADE CONCENTRADA E DISTRIBUÍDA | 11 |
| 2.5.1. INTRODUÇÃO | 11 |
| 2.5.2. MODELOS DE RÓTULAS PLÁSTICAS..... | 11 |
| 2.5.3. MODELOS DE FIBRAS..... | 12 |
| 2.6. INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DO SOLO NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL | 12 |
| 3. MODELOS NUMÉRICOS | 15 |
| 3.1. INTRODUÇÃO..... | 15 |
| 3.2. MODELOS DOS MATERIAIS | 15 |
| 3.2.1. INTRODUÇÃO | 15 |

| | |
|--|---------------|
| 3.2.2. MODELOS DO COMPORTAMENTO DO BETÃO..... | 16 |
| 3.2.2.1. Modelo Não Linear do Betão com Confinamento Constante | 16 |
| 3.2.2.2. Modelo do Betão de Kent e Park Modificado | 16 |
| 3.2.3. MODELOS DO COMPORTAMENTO DO AÇO | 17 |
| 3.2.3.1. Modelo do Aço Bilinear | 17 |
| 3.2.3.2. Modelo do Aço de Menegotto-Pinto | 18 |
| 3.3. NÃO LINEARIDADE MATERIAL | 18 |
| 3.3.1. INTRODUÇÃO | 18 |
| 3.3.2. MODELO DE RÓTULAS PLÁSTICAS | 18 |
| 3.3.3. MODELO DE FIBRAS..... | 20 |
| 3.4. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA | 22 |
| 3.5. INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA..... | 23 |
| 4. ANÁLISES NÃO LINEARES..... | 27 |
| 4.1. INTRODUÇÃO | 27 |
| 4.2. ANÁLISE DINÂMICA..... | 27 |
| 4.3. ANÁLISE <i>PUSHOVER</i> | 28 |
| 4.3.1. CAPACIDADE ESTRUTURAL | 28 |
| 4.3.1.1. <i>Pushover</i> Convencional..... | 29 |
| 4.3.1.2. <i>Pushover</i> Adaptativa..... | 30 |
| 4.3.2. DESEMPENHO ESTRUTURAL..... | 30 |
| 5. CASO DE ESTUDO | 35 |
| 5.1. INTRODUÇÃO | 35 |
| 5.2. DESCRIÇÃO DO MODELO DE ANÁLISE | 35 |
| 5.2.1. ESTRUTURA..... | 35 |
| 5.2.2. ACÇÃO SÍSMICA..... | 38 |
| 5.2.3. CARACTERÍSTICAS DO SOLO | 39 |
| 5.3. MODELAÇÃO COM PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA | 40 |
| 5.3.1. ASPECTOS GERAIS..... | 40 |
| 5.3.2. MODOS DE VIBRAÇÃO | 40 |
| 5.3.3. CURVAS <i>PUSHOVER</i> | 40 |
| 5.3.4. PARÂMETROS DE RESPOSTA..... | 41 |

| | |
|---|----------------|
| 5.3.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS..... | 48 |
| 5.4. MODELAÇÃO COM PLASTICIDADE CONCENTRADA | 49 |
| 5.4.1. ASPECTOS GERAIS..... | 49 |
| 5.4.2. MODOS DE VIBRAÇÃO..... | 49 |
| 5.4.3. CURVAS <i>PUSHOVER</i> | 49 |
| 5.4.4. PARÂMETROS DE RESPOSTA..... | 50 |
| 5.4.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS..... | 56 |
| 5.5. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DO EDIFÍCIO | 57 |
| 5.5.1. MODELAÇÃO COM APLICAÇÃO DE MOLAS VERTICAIS E DE ROTAÇÃO | 57 |
| 5.5.1.1. Aspectos Gerais | 57 |
| 5.5.1.2. Modos de Vibração | 57 |
| 5.5.1.3. Curvas <i>Pushover</i> | 58 |
| 5.5.1.4. Parâmetros de Resposta | 58 |
| 5.5.1.5. Discussão dos Resultados | 65 |
| 5.5.2. MODELAÇÃO COM INTRODUÇÃO DE MOLAS HORIZONTAIS..... | 65 |
| 5.5.2.1. Aspectos Gerais | 65 |
| 5.5.2.2. Modos de Vibração | 65 |
| 5.5.2.3. Curvas <i>Pushover</i> | 66 |
| 5.5.2.4. Parâmetros de Resposta | 67 |
| 5.5.2.5. Discussão dos Resultados | 67 |
| 5.5.3. MODELAÇÃO SIMPLIFICADA..... | 67 |
| 5.5.3.1. Aspectos Gerais | 67 |
| 5.5.3.2. Modos de Vibração | 68 |
| 5.5.3.3. Curvas <i>Pushover</i> | 68 |
| 5.5.3.4. Parâmetros de Resposta | 69 |
| 5.5.3.5. Discussão dos Resultados | 75 |
| 6. CONCLUSÕES FINAIS | 77 |
| BIBLIOGRAFIA..... | 81 |
| A. ANEXO | A.1 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 3.1 - Modelo de Mander do comportamento do betão para carregamentos monotónicos [44] | 16 |
| Figura 3.2 - Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão para carregamentos monotónicos [44]..... | 17 |
| Figura 3.3 - Modelo de comportamento do aço bilinear [44]..... | 17 |
| Figura 3.4 - Modelo de comportamento do aço de Menegotto-Pinto [51]..... | 18 |
| Figura 3.5 - Representação de um macro-elemento no modelo de rótulas plásticas [53] | 19 |
| Figura 3.6 - Influência da <i>yield penetration</i> e da inclinação das fendas devida ao esforço transversal no comprimento da rótula plástica [39] | 20 |
| Figura 3.7 - Representação do modelo de fibras para distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento [54] | 21 |
| Figura 3.8 - Representação das fibras por secção transversal do elemento [54] | 21 |
| Figura 3.9 - Efeitos P-Delta [60] | 22 |
| Figura 3.10 - Representação de molas num apoio de um pórtico..... | 23 |
| Figura 4.1 - Curva de capacidade com indicação de danos estruturais [64] | 29 |
| Figura 4.2 - Definição da curva de capacidade na: a) Estrutura; b) Sistema 1 GL equivalente [66]..... | 32 |
| Figura 4.3 - Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica [2] | 32 |
| Figura 4.4 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos curtos [2] | 33 |
| Figura 4.5 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos médios e longos [2] | 34 |
| Figura 5.1 - Secções dos pilares | 36 |
| Figura 5.2 - Secções das vigas | 36 |
| Figura 5.3 - Pórtico com a indicação da localização dos elementos | 38 |
| Figura 5.4 - Curvas <i>Pushover</i> | 41 |
| Figura 5.5 - BIs medianos dos deslocamentos do topo..... | 42 |
| Figura 5.6 - BIs medianos dos cortes basais | 43 |
| Figura 5.7 - BIs medianos dos momentos flectores de cada apoio..... | 44 |
| Figura 5.8 - BI medianos dos <i>drifts</i> entre pisos para cada análise estática realizada..... | 45 |
| Figura 5.9 - BIs medianos dos momentos flectores por piso para cada análise estática realizada..... | 46 |
| Figura 5.10 - BIs medianos dos esforços transversos por piso para cada análise estática realizada .. | 47 |
| Figura 5.11 - BIs medianos dos parâmetros estudados em cada análise estática realizada | 47 |
| Figura 5.12 - Curvas <i>Pushover</i> | 50 |

| | |
|---|---------|
| Figura 5.13 - Bls medianos dos deslocamentos do topo..... | 51 |
| Figura 5.14 - Bls medianos dos cortes basais | 51 |
| Figura 5.15 - Bls medianos dos momentos flectores de cada apoio..... | 52 |
| Figura 5.16 - Bls medianos dos <i>drifts</i> entre pisos para cada perfil de carga aplicado | 53 |
| Figura 5.17 - Bls medianos dos momentos flectores por piso para cada perfil de carga aplicado..... | 54 |
| Figura 5.18 - Bls medianos dos esforços transversos por piso para cada perfil de carga aplicado | 55 |
| Figura 5.19 - Bls medianos dos parâmetros estudados em cada perfil de carga aplicado..... | 56 |
| Figura 5.20 - Curvas <i>Pushover</i> | 58 |
| Figura 5.21 - Bls medianos dos deslocamentos do topo..... | 59 |
| Figura 5.22 - Bls medianos dos cortes basais | 59 |
| Figura 5.23 - Bls medianos dos momentos flectores de cada apoio..... | 60 |
| Figura 5.24 - Bls medianos dos <i>drifts</i> entre pisos para cada solo utilizado..... | 61 |
| Figura 5.25 - Bls medianos dos momentos flectores por piso para cada solo utilizado..... | 63 |
| Figura 5.26 - Bls medianos dos esforços transversos por piso para cada solo utilizado..... | 64 |
| Figura 5.27 - Bls medianos dos parâmetros estudados em cada solo utilizado..... | 64 |
| Figura 5.28 - Curvas <i>Pushover</i> | 66 |
| Figura 5.29 - Bls medianos dos parâmetros estudados em cada solo utilizado..... | 67 |
| Figura 5.30 - Curvas <i>Pushover</i> | 69 |
| Figura 5.31 - Bls medianos dos deslocamentos do topo..... | 69 |
| Figura 5.32 - Bls medianos dos cortes basais | 70 |
| Figura 5.33 - Bls medianos dos momentos flectores de cada apoio..... | 71 |
| Figura 5.34 - Bls medianos dos <i>drifts</i> entre pisos para cada solo utilizado..... | 72 |
| Figura 5.35 - Bls medianos dos momentos flectores por piso para cada solo utilizado..... | 73 |
| Figura 5.36 - Bls medianos dos esforços transversos por piso para cada solo utilizado..... | 74 |
| Figura 5.37 - Bls medianos dos parâmetros estudados em cada solo utilizado..... | 75 |
| Figura A.1 - Deslocamentos do topo | A.2 |
| Figura A.2 - Corte basal | A.2 |
| Figura A.3 - Momentos flectores medianos nos apoios..... | A.2 |
| Figura A.4 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios..... | A.3 |
| Figura A.5 - <i>Drift</i> entre pisos | A.4 |
| Figura A.6 - Esforço transversal por piso..... | A.4 |
| Figura A.7 - Momentos flectores por piso | A.4 |

| | |
|--|------|
| Figura A.8 - Bls dos deslocamentos do topo para cada análise estática realizada | A.5 |
| Figura A.9 - Bls dos cortes basais para cada análise estática realizada..... | A.6 |
| Figura A.10 - Bls dos momentos flectores no nó n111 para cada análise estática realizada | A.7 |
| Figura A.11 - Bls dos momentos flectores no nó n211 para cada análise estática realizada | A.8 |
| Figura A.12 - Bls dos momentos flectores no nó n311 para cada análise estática realizada | A.9 |
| Figura A.13 - Bls dos momentos flectores no nó n411 para cada análise estática realizada | A.10 |
| Figura A.14 - Deslocamentos do topo..... | A.11 |
| Figura A.15 - Corte basal | A.11 |
| Figura A.16 - Momentos flectores medianos nos apoios | A.11 |
| Figura A.17 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios | A.12 |
| Figura A.18 - <i>Drift</i> entre pisos..... | A.13 |
| Figura A.19 - Esforço transversal por piso..... | A.13 |
| Figura A.20 - Momentos flectores por piso | A.13 |
| Figura A.21 - Deslocamentos do topo..... | A.14 |
| Figura A.22 - Corte basal | A.14 |
| Figura A.23 - Momentos flectores medianos nos apoios | A.14 |
| Figura A.24 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios | A.15 |
| Figura A.25 - <i>Drift</i> entre pisos..... | A.16 |
| Figura A.26 - Esforço transversal por piso..... | A.16 |
| Figura A.27 - Momentos flectores por piso | A.16 |
| Figura A.28 - Deslocamentos do topo..... | A.17 |
| Figura A.29 - Corte basal | A.17 |
| Figura A.30 - Momentos flectores medianos nos apoios | A.17 |
| Figura A.31 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios | A.18 |
| Figura A.32 - <i>Drift</i> entre pisos..... | A.19 |
| Figura A.33 - Esforço transversal por piso..... | A.19 |
| Figura A.34 - Momentos flectores por piso | A.19 |
| Figura A.35 - Bls dos deslocamentos do topo para cada perfil de carga aplicado | A.20 |
| Figura A.36 - Bls dos cortes basais para cada perfil de carga aplicado..... | A.21 |
| Figura A.37 - Bls dos momentos flectores no nó n111 para cada perfil de carga aplicado..... | A.22 |
| Figura A.38 - Bls dos momentos flectores no nó n211 para cada perfil de carga aplicado..... | A.23 |
| Figura A.39 - Bls dos momentos flectores no nó n311 para cada perfil de carga aplicado..... | A.24 |
| Figura A.40 - Bls dos momentos flectores no nó n411 para cada perfil de carga aplicado..... | A.25 |

| | |
|--|------|
| Figura A.41 - Deslocamentos do topo | A.26 |
| Figura A.42 - Corte basal | A.26 |
| Figura A.43 - Momentos flectores medianos nos apoios | A.26 |
| Figura A.44 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios..... | A.27 |
| Figura A.45 - <i>Drift</i> entre pisos..... | A.28 |
| Figura A.46 - Esforço transversal por piso..... | A.28 |
| Figura A.47 - Momentos flectores por piso | A.28 |
| Figura A.48 - BIs dos deslocamentos do topo para cada solo utilizado | A.29 |
| Figura A.49 - BIs dos cortes basais para cada solo utilizado | A.30 |
| Figura A.50 - BIs dos momentos flectores no nó n111 para cada solo utilizado | A.31 |
| Figura A.51 - BIs dos momentos flectores no nó n211 para cada solo utilizado | A.32 |
| Figura A.52 - BIs dos momentos flectores no nó n311 para cada solo utilizado | A.33 |
| Figura A.53 - BIs dos momentos flectores no nó n411 para cada solo utilizado | A.34 |
| Figura A.54 - BIs dos deslocamentos do topo para cada solo utilizado | A.35 |
| Figura A.55 - BIs medianos dos deslocamentos do topo | A.36 |
| Figura A.56 - BIs dos cortes basais para cada solo utilizado | A.37 |
| Figura A.57 - BIs medianos dos cortes basais..... | A.38 |
| Figura A.58 - BIs medianos dos momentos flectores de cada apoio | A.39 |
| Figura A.59 - BIs dos momentos flectores no nó n111 para cada solo utilizado | A.40 |
| Figura A.60 - BIs dos momentos flectores no nó n211 para cada solo utilizado | A.41 |
| Figura A.61 - BIs dos momentos flectores no nó n311 para cada solo utilizado | A.42 |
| Figura A.62 - BIs dos momentos flectores no nó n411 para cada solo utilizado | A.43 |
| Figura A.63 - BIs medianos dos <i>drifts</i> entre pisos para cada solo utilizado | A.44 |
| Figura A.64 - BIs medianos dos momentos flectores por piso para cada solo utilizado | A.45 |
| Figura A.65 - BIs medianos dos esforços transversos por piso para cada solo utilizado..... | A.46 |
| Figura A.66 - BIs dos deslocamentos do topo para cada solo utilizado | A.47 |
| Figura A.67 - BIs dos cortes basais para cada solo utilizado | A.48 |
| Figura A.68 - BIs dos momentos flectores no nó n111 para cada solo utilizado | A.49 |
| Figura A.69 - BIs dos momentos flectores no nó n211 para cada solo utilizado | A.50 |
| Figura A.70 - BIs dos momentos flectores no nó n311 para cada solo utilizado | A.51 |
| Figura A.71 - BIs dos momentos flectores no nó n411 para cada solo utilizado | A.52 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 5.1 - Massas concentradas | 37 |
| Tabela 5.2 - Propriedades do aço..... | 38 |
| Tabela 5.3 - Propriedades do betão não confinado..... | 38 |
| Tabela 5.4 - Características da base sísmica | 39 |
| Tabela 5.5 - Dados referentes aos solos | 39 |
| Tabela 5.6 - Propriedades modais..... | 40 |
| Tabela 5.7 - Propriedades modais..... | 49 |
| Tabela 5.8 - Constantes de reacção elástica | 57 |
| Tabela 5.9 - Propriedades modais..... | 57 |
| Tabela 5.10 - Constantes de reacção elástica | 65 |
| Tabela 5.11 - Propriedades modais..... | 66 |
| Tabela 5.12 - Constantes de reacção elástica | 68 |
| Tabela 5.13 - Propriedades modais..... | 68 |

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A preocupação com a segurança sísmica das construções deve estar presente na sociedade, tanto mais que actualmente se sabe que muitas das construções não foram dimensionadas à acção sísmica, ou foram baseadas em metodologias muito simplificadas, e que é possível em determinadas situações proceder ao seu reforço e reabilitação.

A avaliação da segurança sísmica deve, no entanto, considerar o comportamento não linear dos materiais e envolver a aleatoriedade da acção sísmica, as incertezas dos modelos e as características dos materiais e do solo de fundação, por desempenharem efeitos muito significativos na avaliação da resposta.

É, por isso, que a presente dissertação se desenvolve e organiza, com vista a responder e evidenciar a importância do comportamento estrutural dos edifícios à acção dos sismos.

1.2. OBJECTIVOS

Estabelece-se como objectivo do presente trabalho o desenvolvimento e aplicação de modelos distintos para a avaliação do comportamento estrutural de edifícios sujeitos à acção dos sismos, em que o comportamento não linear seja explicitamente considerado.

Assim, serão envolvidos dois procedimentos distintos na sua complexidade e fiabilidade: metodologias não lineares dinâmicas e metodologias não lineares *pushover*.

Após o estudo comparativo da caracterização do desempenho estrutural por ambas as metodologias de análise, será realizada a comparação de dois modelos representativos de não linearidade material, modelos de plasticidade distribuída e modelos de plasticidade concentrada.

Por fim, procurar-se-á avaliar a influência da consideração do efeito da deformabilidade do solo na interacção solo-estrutura.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, redigida com ortografia antes do novo acordo ortográfico. No actual capítulo, Capítulo 1, é apresentado um enquadramento ao tema, assim como os objectivos e a estrutura do trabalho.

No Capítulo 2 é realizado um resumo bibliográfico das metodologias de análise sísmica, dando maior ênfase às análises não lineares estáticas, e dos procedimentos de análise para determinação do desempenho estrutural. É também apresentada uma breve descrição de tipos de modelação da não linearidade material e referenciada a influência da deformabilidade do solo no comportamento estrutural.

O Capítulo 3 apresenta modelos de comportamento dos materiais betão e aço, assim como também são expostas a não linearidade material e a não linearidade geométrica de modo a demonstrar o comportamento dos elementos de betão armado. A interacção solo-estrutura também é referida, sendo apresentadas algumas hipóteses de modelação.

O Capítulo 4 é referente às análises não lineares. Após uma breve alusão às análises não lineares dinâmicas, é dado destaque às análises não lineares estáticas, onde são diferenciadas metodologias para avaliação da capacidade estrutural, *pushover* convencional e adaptativo, e apresentado o procedimento de análise do desempenho estrutural adoptado pelo Eurocódigo 8.

No Capítulo 5 é apresentado o caso de estudo, onde é utilizado um pórtico de um edifício em betão armado. Inicialmente são comparadas análises *pushover* com a análise dinâmica incremental com o intuito de avaliar a viabilidade das análises *pushover* adaptativa e convencional, para diferentes situações de carregamento. Neste ponto foi admitida a plasticidade distribuída ao longo da extensão dos elementos estruturais e posteriormente a modelação foi efectuada com plasticidade concentrada nas suas extremidades de modo a comparar estes diferentes modelos representativos da não linearidade material. Por fim, o estudo incide na influência da interacção solo-estrutura, através da aplicação de molas elásticas nos apoios, onde também foi analisada a relevância da permissão do movimento horizontal do pórtico e avaliada a fiabilidade de um método de simplificação para a determinação dos coeficientes de mola. A par da apresentação dos resultados obtidos nos diferentes pontos do estudo são discutidos os aspectos relevantes aos factos em análise.

O Capítulo 6 é a conclusão do estudo, onde são expostas as principais conclusões do trabalho referentes aos objectivos propostos.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

Os sismos são fenómenos da natureza com grande impacto sobre a sociedade. Estes fenómenos podem ser catastróficos conduzindo não só a perdas materiais mas também a vidas humanas. Neste capítulo pode-se referir como exemplo o terramoto que atingiu Lisboa em 1755, o sismo que afectou o Haiti em 2010 e o sismo no Japão que em 2011 provocou um cenário de destruição e morte sem comparação com outro fenómeno natural.

As acções dos sismos provocam um movimento do solo que representa um enorme risco de dano e até colapso para as estruturas, sendo portanto há já bastantes anos consideradas como importantes acções a ter em conta no dimensionamento de estruturas e contemplada a sua análise nos respectivos regulamentos.

É notória a necessidade de se utilizarem metodologias de dimensionamento e avaliação de estruturas capazes de, com um grau de rigor adequado, antecipar o seu comportamento e consequentemente minimizar os efeitos devidos à acção dos sismos. Não é possível prever com exactidão onde e quando ocorrerá um sismo nem quais as acelerações do solo que este irá provocar. Deste modo, o dimensionamento das estruturas é efectuado com base em previsões probabilísticas de ocorrência dos sismos, a partir da informação de sismos passados.

Ao longo dos anos, inúmeros estudos têm sido realizados relativamente ao dimensionamento de estruturas resistentes a este tipo de acção, tentando desta forma reduzir os efeitos sísmicos sem sobredimensionar nem elevar demasiado os custos da estrutura visto que esta, na sua vida útil, poderá não experimentar tais efeitos.

2.2. INFLUÊNCIA DOS PRINCÍPIOS E REGRAS DA REGULAMENTAÇÃO NA RESPOSTA DAS ESTRUTURAS

A resposta das estruturas é condicionada às escolhas efectuadas no dimensionamento aquando da aplicação dos princípios e regras da regulamentação sísmica. Esta situação está relacionada com a atribuição das características de resistência e rigidez dos elementos estruturais e com a adopção de regras construtivas que tendem a conferir ductilidade à estrutura.

Considerando estruturas porticadas, podem-se distinguir duas situações: uma onde as vigas são substancialmente mais rígidas do que os pilares e outra onde é atribuída aos pilares uma resistência consideravelmente superior à das vigas. Na primeira situação, o pórtico terá tendência a apresentar uma distribuição de deformações inelásticas localizada, essencialmente nos elementos verticais, o

que origina a formação de mecanismos controlados pela dissipação de energia nestes elementos. Neste tipo de estruturas, o esgotamento da capacidade dúctil em princípio está associado à perda de estabilidade local em determinados níveis da estrutura (colapso de pisos), por vezes não chegando a ser explorado o comportamento inelástico das vigas. Na outra situação, a resposta inelástica é condicionada pela ductilidade das vigas e pela dissipação histerética resultante da formação de mecanismos associados à deformação inelástica destes elementos [1].

O Eurocódigo 8 [2] pretende que a filosofia subjacente ao projecto de estruturas em regiões de risco sísmico elevado seja a de *Capacity Design* (ou capacidade resistente). O dimensionamento por capacidades resistentes assenta na ideia que a estrutura deve poder dissipar energia através do comportamento não linear dos seus elementos sem se tornar um mecanismo global ou parcial. O que significa que as rótulas plásticas devem formar-se nas vigas e não nos pilares.

Impondo à estrutura este funcionamento, conseguem evitar-se modos de rotura frágeis e a formação de mecanismos instáveis, ou seja, o colapso rápido da estrutura sem dissipação suficiente de energia. Uma vez que a plastificação não se dá em toda a estrutura mas sim em zonas definidas, existe um melhor controlo sobre os danos e sobre os locais onde estes irão ocorrer.

Para além da não linearidade material, a não linearidade geométrica também deve ser tida em conta, visto que sob a acção de sismos intensos as estruturas podem ser sujeitas a elevados deslocamentos. Deste modo é necessário ter em atenção os efeitos de segunda ordem, chamados efeitos $P-\Delta$.

Estes efeitos assumem uma relativa importância na resposta estrutural quando esta se encontra já em regime plástico, pois as forças gravíticas aumentam os esforços sobre a estrutura à medida que o seu deslocamento vai aumentando. A consideração ou não deste efeito pode alterar de forma relevante os resultados finais na análise.

A sua importância torna-se reduzida se durante a acção sísmica a estrutura permanecer em regime elástico, mas se por outro lado o regime plástico for atingido, então o patamar de cedência do sistema será atingido para uma força mais baixa, a que se seguirá um rápido decréscimo da resistência da estrutura às forças laterais.

Será então conveniente englobar a não linearidade geométrica na análise de edifícios em que sejam previstas deformações elevadas e tirar proveito da ductilidade estrutural.

2.3. ANÁLISES LINEARES

Para a consideração da acção sísmica no dimensionamento de estruturas, o método mais comum é a análise linear. Esta análise, de carácter estático ou dinâmico, baseia-se na aplicação de forças à estrutura, obtidas recorrendo a espectros de resposta. Este tipo de representação da acção sísmica consiste na caracterização da resposta máxima de um oscilador linear com um grau de liberdade em função da frequência natural ou do período. A resposta pode ser relativa a deslocamentos, velocidades ou acelerações e é quantificada através do maior valor absoluto.

Uma estrutura pode ser sujeita a uma acção sísmica tal, que os seus elementos podem ultrapassar os seus limites elásticos, em ciclos de carga alternada, sem perda significativa de resistência e rigidez. Esta capacidade dos sistemas estruturais, correntemente designada por ductilidade disponível, permite que o seu dimensionamento possa ser feito para valores de forças e deslocamentos inferiores aos correspondentes a uma resposta elástica aplicando um coeficiente de comportamento. Este coeficiente permite, dividindo os valores dos efeitos da acção dos sismos

obtidos por uma análise em regime linear, ter em conta a capacidade que as estruturas têm para dissipar a energia dos sismos devido à degradação que ocorre nos elementos, simulando assim os fenómenos associados ao comportamento não linear das estruturas.

Apesar da simplicidade e facilidade de aplicação das análises lineares estas apresentam desvantagens relativamente a se tentar obter uma resposta da estrutura à acção sísmica o mais real e completa [3]:

- Os factores de redução recomendados nos regulamentos são aproximados e não representam necessariamente a estrutura específica que está sob consideração;
- Quando as zonas críticas de uma estrutura entram no patamar não linear, a distribuição de esforços e deformações muda significativamente. Esta mudança não é representada por uma redução global de esforços;
- O mecanismo que provocará o colapso não é provável que seja representado pela distribuição e acção das deformações elásticas;
- A distribuição de deformações numa estrutura pode ser bastante distinta daquela que ocorre quando ainda se encontra em regime elástico. O mesmo se aplica não só à sua distribuição, mas também aos valores das deformações.

Em consequência do que foi referido, estes métodos de análise que se encontram nos regulamentos e são utilizados para o dimensionamento de estruturas tendo em conta a acção sísmica, têm de ser vistos de outra forma de modo a que considerem o comportamento não linear dos materiais e a ductilidade disponível das estruturas. Com estas considerações mais realistas, há a possibilidade de um dimensionamento menos dispendioso, visto que a análise da resposta das estruturas não será exagerada.

2.4. ANÁLISES NÃO LINEARES

2.4.1. INTRODUÇÃO

Um bom comportamento sísmico é garantido quando a estrutura tem capacidade para formar rótulas plásticas em zonas que não comprometam o seu equilíbrio, dissipando assim energia. Para tal, é indispensável saber qual o comportamento não linear das estruturas.

O desempenho sísmico de uma estrutura depende maioritariamente das suas propriedades não lineares, afectando assim a respectiva resposta a uma acção sísmica. No entanto, análises elásticas lineares, mesmo tendo em conta coeficientes de comportamento, não reproduzem totalmente o comportamento não linear da estrutura.

Devido aos vários factores referidos anteriormente, começaram a ser propostos nos regulamentos de dimensionamento anti-sísmico procedimentos que incluem o comportamento não linear. O Eurocódigo 8 [2], para além de contemplar análises lineares (método de análise por forças laterais ou análise modal, por espectro de resposta), permite a realização de análises sísmicas mais avançadas, em que o comportamento não linear material seja considerado.

Os métodos de análise não linear são aqueles que melhor simulam o comportamento real de uma estrutura, permitindo caracterizar o desempenho dos elementos estruturais após plastificação e identificar qual o mecanismo de colapso da estrutura.

2.4.2. ANÁLISE NÃO LINEAR DINÂMICA

A modelação mais adequada e realista do comportamento não linear de estruturas sujeitas à acção sísmica é obtida quando se efectuam análises não lineares dinâmicas. Estas análises combinam o comportamento real dos materiais (não linear) e simulam a acção sísmica como ela é, ou seja, uma acção dinâmica (variável no tempo) sendo por isso o método mais exacto.

A análise dinâmica é normalmente usada para prever a resposta não linear de uma estrutura sujeita à acção sísmica, através da integração das suas equações de movimento e da imposição de acelerações na base da estrutura, com recurso a acelerogramas de sismos reais ou gerados artificialmente. Esta análise no tempo consta no Eurocódigo 8 [2] como um dos dois tipos de análise não linear permitidos.

Depois de surgir a análise dinâmica no tempo (*time-history*), Vamvatsikos e Cornell [4] propuseram a análise dinâmica incremental (IDA) tendo posteriormente sido adoptada pela U. S. Federal Emergency Management Agency (FEMA) [5, 6] como o procedimento inovador para a determinação da capacidade de colapso global. Esta análise consiste na elaboração de várias análises dinâmicas da estrutura submetida à acção de um dado acelerograma. Cada uma das análises irá corresponder a um determinado coeficiente de escala do acelerograma fazendo com que se obtenha as respostas da estrutura para os diferentes sismos, resultantes da amplificação ou redução da intensidade do acelerograma original. Para uma melhor avaliação do comportamento estrutural, é recorrente a utilização de vários registos sísmicos com distintas durações e gamas de acelerações.

A análise dinâmica é a abordagem mais natural na obtenção da resposta de uma estrutura a uma excitação sísmica; no entanto, esta análise é ainda bastante complexa quando comparada com uma análise linear, devido a diversos factores:

- O comportamento não linear dos elementos estruturais é modelado com elementos de plasticidade concentrada ou distribuída, que descrevam fenómenos como a degradação de rigidez, resistência e efeito de aperto (*pinching*). Estes modelos só serão bem definidos se o utilizador conhecer bem os fenómenos a modelar e fornecer adequadamente todos os valores de *input* necessários à sua caracterização;
- O valor de amortecimento, que se define a partir do amortecimento de Rayleigh, vai depender das características dinâmicas da estrutura que condiciona a sua resposta;
- Os acelerogramas, reais ou artificiais, que definem a acção sísmica nas análises não lineares dinâmicas têm que ser seleccionados ou gerados, respectivamente, de acordo com a região de implantação da estrutura em análise, ou alternativamente deverão ser compatíveis com um espectro de resposta regulamentar;
- A dispersão dos resultados obtidos, resultantes do comportamento não linear das estruturas, justifica a necessidade de utilizar diferentes acelerogramas (segundo o EC8 [2] deverão ser três, no mínimo) e, por conseguinte, têm de se realizar várias análises no domínio do tempo. Os resultados finais serão definidos por um parâmetro estatístico, por exemplo o valor médio ou mediano dos resultados obtidos para cada acelerograma;
- O tipo de análise, passo a passo, justifica a necessidade de definir com cuidado o passo de integração, função das características dinâmicas da estrutura e da variabilidade da acção sísmica. É importante utilizar meios computacionais mais potentes mas, mesmo assim, estas análises conduzem sempre a tempos de cálculo superiores às restantes análises.

Atendendo à complexidade do método, em relação a outros disponíveis e propostos nos regulamentos sísmicos, este procedimento é frequentemente utilizado como uma ferramenta de

verificação dos resultados obtidos com os outros métodos, sendo descartado em análises correntes e em ambiente de gabinete [7].

2.4.3. ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA

2.4.3.1. Introdução

A análise não linear *pushover* é uma análise onde uma estrutura é submetida a cargas gravíticas e a cargas monotónicas horizontais incrementais, com o objectivo de determinar o desempenho da estrutura, estimando a sua resistência e capacidade de deformação, considerando a não linearidade dos materiais e a redistribuição dos esforços internos.

Face ao que foi referido anteriormente, podem ser diferenciados dois tipos de análise não linear estática. Análises *pushover* convencionais, onde o vector de forças ou de deslocamentos tem uma forma fixa e invariável durante todo o processo de análise e o *pushover* adaptativo, onde o vector de forças ou deslocamentos é actualizado em cada passo.

Actualmente, a análise *pushover* pode ser considerada uma alternativa viável à análise não linear dinâmica para verificação da segurança de estruturas a acções sísmicas. No entanto, não pode ser generalizada para todo o tipo de estruturas, nomeadamente a estruturas irregulares, e há necessidade de ter em atenção todas as suas limitações e potencialidades ao efectuar a análise.

Nesta análise obtém-se sequencialmente a cedência e o colapso dos elementos, assim como a capacidade global da estrutura, e permite uma mais adequada avaliação do desempenho sísmico.

A análise *pushover* fornece informações sobre as características das estruturas que não podem ser obtidas nas análises lineares tais como a ductilidade da estrutura, a identificação das zonas críticas e a avaliação da estrutura e identificação das descontinuidades de resistência em planta e em altura.

O Eurocódigo 8 [2] prevê a utilização deste tipo de análise para a verificação da segurança sísmica de estruturas, no entanto, a abordagem recomendada é adequada principalmente para estruturas baixas e com frequências elevadas, apresentando dificuldade em caracterizar o comportamento de estruturas que não sejam dominadas pelo primeiro modo de vibração ou estruturas irregulares. Além disso, esta análise detecta apenas a formação de um mecanismo, não identificando outras zonas críticas que poderão resultar das alterações das características dinâmicas da estrutura. Para as situações referidas que se encontram fora do domínio de aplicação, a utilização de uma análise *pushover* adaptativa poderá ser uma alternativa válida.

2.4.3.2. Evolução nos Métodos de Análise *Pushover*

Com o intuito de reduzir a complexidade inerente às análises dinâmicas têm surgido ao longo dos últimos anos metodologias simplificadas para a verificação da segurança de estruturas a acções sísmicas usando procedimentos não lineares estáticos. Nos últimos tempos, inclusive, diversos regulamentos para análise e dimensionamento de estruturas têm incluído este tipo de análise não linear estática através de diferentes formulações, como por exemplo o Eurocódigo 8 [2], ATC 40 [8] e FEMA 273/356 [9, 10].

Esta abordagem surgiu nos anos 70 e tem vindo a ganhar protagonismo, principalmente nos últimos 20 anos, mantendo-se ainda actualmente opiniões diversas e não consensuais entre a comunidade científica. Inicialmente os autores discutiam acerca do campo de aplicação do método e as suas vantagens e limitações, quando comparado com análises dinâmicas.

Uma das limitações mais referidas pelos autores de trabalhos sobre este método é a impossibilidade de incluir os efeitos dos modos de vibração mais elevados da estrutura. Muitas vezes o comportamento dinâmico é dominado pelo primeiro modo de vibração natural, mas nem sempre é assim e para estes casos a utilização das tradicionais ferramentas de análise estática poderá conduzir a desvios importantes da realidade na avaliação do desempenho de estruturas à acção dos sismos. Outra limitação que lhes é reconhecida reside no facto deste método não considerar a degradação progressiva da rigidez ao longo do processo de solicitação, inerente à não há alteração das características modais da estrutura nem aumento do seu período. Existem também alguns críticos que referem que o comportamento real de uma estrutura durante um sismo não pode ser traduzido por forças ou deslocamentos distribuídos que não variam ao longo do tempo. O facto de ser desprezada a acção vertical de um sismo, sendo apenas considerada a sua acção horizontal, é outra limitação que em algumas situações pode ser importante uma vez que estas análises apenas avaliam o comportamento das estruturas sujeitas a carregamentos laterais.

Sucintamente, pode-se dizer que as análises *pushover* caracterizam a capacidade resistente global das estruturas reais, representada graficamente por uma relação entre a força de corte basal resultante com o deslocamento horizontal observado num nó de controlo (normalmente considerado no topo dos edifícios), designando-se esta curva por curva *pushover*.

Quando por outro lado se pretende determinar o desempenho da estrutura a uma acção sísmica é necessário fazer interagir a curva *pushover* com essa acção. Assim, a acção sísmica é considerada na análise através de um espectro de resposta, definido para uma estrutura equivalente de um grau de liberdade. Como se depreende, a curva *pushover* da estrutura real terá de ser transformada numa curva designada por curva de capacidade e que é correspondente à estrutura equivalente de um grau de liberdade.

A interacção da curva de capacidade e o espectro de resposta permite a definição do ponto de desempenho sísmico, que fornece a indicação do deslocamento máximo atingido pela estrutura para uma específica acção sísmica e intensidade.

O primeiro método de análise estática não linear para verificação da segurança às acções sísmicas de estruturas foi proposto em 1974 por Gulkan e Sozen [11] onde foi relacionado o comportamento de uma estrutura com múltiplos graus de liberdade com o de um sistema de um grau de liberdade (1GL). A curva de capacidade desta estrutura equivalente é calculada por um cálculo numérico ou por uma análise de elementos finitos, para obter a rigidez pós cedência, a tensão de cedência e a resistência última da estrutura.

Em 1975 surgiu o *Capacity Spectrum Method* (CSM) proposto por Freeman *et al* [12], onde a capacidade de uma estrutura, representada pela curva de capacidade (relação corte basal e deslocamento de um nó de referência) da estrutura equivalente de 1GL, é comparada com a exigência sísmica, expressa sob a forma de um espectro de resposta. Daqui resulta o ponto de desempenho da estrutura de 1GL, posteriormente convertido num deslocamento da estrutura de múltiplos graus de liberdade. Este método apresentou-se como uma ferramenta simples para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas e posteriormente foi implementado no regulamento americano ATC10 [13], em 1982, e agora em ATC40 [8].

Saiidi e Sozen [14], em 1981, e Fajfar e Fischinger [15], em 1988, também propuseram métodos simples de análises não lineares para estruturas com múltiplos graus de liberdade, sendo o segundo método denominado por N2. Este método combina a análise de um sistema com múltiplos graus de liberdade com o espectro de resposta inelástico do seu modelo equivalente de um grau de liberdade. Recorrendo a este espectro é traçada a curva de exigência sísmica para o sistema de 1GL e é

calculado o deslocamento respectivo. O comportamento global do edifício é obtido aplicando o deslocamento anterior no sistema estrutural de múltiplos graus de liberdade e consequentemente são estimados os danos causados na estrutura. O método N2 foi introduzido no Eurocódigo 8 [2] como o procedimento recomendado para análise estática.

No ano de 1994, o estudo efectuado por Lawson *et al* [16] permitiu concluir essencialmente que, para edifícios altos, onde os efeitos dos modos de vibração mais elevados são mais significativos, os resultados obtidos da análise *pushover* eram pouco precisos, quando comparados com os da análise não linear dinâmica. E em 1995, no trabalho de Krawinkler [17] foram discutidas as limitações teóricas do método e foi dada importância ao facto da análise *pushover* desprezar os problemas no desempenho das estruturas por causa da mudança das características não lineares dinâmicas, que ocorrem devido aos efeitos dos modos de vibração mais elevados.

No entanto, em 1996, Faella [18] concluiu que a análise estática pode realmente identificar mecanismos de colapso e zonas críticas das estruturas e estimar com alguma precisão os deslocamentos relativos entre pisos. Não foram estudados os efeitos de padrões de carga diferentes, usando apenas uma distribuição triangular, no entanto foi dada importância à determinação precisa do ponto de desempenho.

Paret *et al* [19] e Sasaki *et al* [20] efectuaram as primeiras tentativas para ultrapassar o facto da análise *pushover* não ter em conta os efeitos dos modos de vibração mais elevados e propuseram o *Multi-mode Pushover Procedure* (MMP). Este procedimento consiste em aplicar à estrutura uma distribuição de forças correspondente a cada um dos seus modos de vibração para que se consiga perceber qual dos modos provavelmente irá causar mais danos à estrutura e onde é que estes poderão ocorrer.

Em 1998 Krawinkler e Seneviratna [21] consideraram que não eram rigorosos os aspectos teóricos da análise *pushover* e evidenciaram que a maior lacuna do procedimento era a definição e a invariância do vector de carga aplicado.

No ano seguinte, Kim e D'Amore [22] chegaram à conclusão que nem todas as análises dinâmicas efectuadas na mesma estrutura com diferentes acelerogramas são bem estimadas pela análise *pushover* e, para além disso, a curva de capacidade foi considerada muito simples e inadequada por não conseguir descrever a natureza dinâmica da resposta da estrutura durante um sismo.

Naeim e Lobo [23], no mesmo ano, apresentaram os erros mais comuns cometidos durante uma análise *pushover* e discutiram o vector de carregamento, os objectivos de desempenho seleccionados, os efeitos P- Δ e a carga gravítica, os mecanismos de rotura por corte e o comportamento da estrutura após atingir a sua resistência máxima.

Em 2002 foi proposto por Moghadam e Tso [24] um melhoramento ao MMP designado por *Pushover Results Combination* (PRC). Neste procedimento, a resposta sísmica máxima é obtida através de uma média ponderada dos resultados obtidos para cada uma das distribuições de forças correspondentes aos diferentes modos de vibração, usando factores de participação.

Outro procedimento, também baseado no MMP, é o *Modal Pushover Analysis* (MPA) sugerido por Chopra e Goel [25]. Segundo este método, também se aplicam à estrutura forças correspondentes a cada um dos seus modos de vibração e para cada uma dessas análises são calculados os parâmetros de resposta à acção sísmica. Mais tarde, investigadores concluíram que o MPA, quando comparado com análises não lineares dinâmicas, estima relativamente bem parâmetros de resposta global, como por exemplo deslocamentos de pisos e deslocamentos relativos entre pisos.

Já em 2004, Chopra *et al* [26] propôs um melhoramento ao MPA, o *Modified Modal Pushover Analysis* (MMPA). Este método combina a influência elástica dos modos de vibração mais elevados com a resposta não elástica da análise *pushover* do modo fundamental.

A *Upper-bound Pushover Analysis* (UBPA), proposta por Jan *et al* [27], baseia-se na utilização de um vector de carga obtido com a combinação do primeiro modo de vibração e do segundo modo afectado por um factor. Os deslocamentos espectrais correspondentes ao período elástico do primeiro e do segundo modo são estimados pelo espectro elástico do acelerograma considerado e o limite superior da contribuição do segundo modo é estabelecido usando factores de participação modal.

2.4.3.3. Procedimentos Adaptativos

Os procedimentos referidos contribuíram para a evolução da aplicação da análise *pushover*, mas não foram capazes de contornar o problema da impossibilidade de caracterizar a mudança das características dinâmicas de uma estrutura de múltiplos graus de liberdade durante a acção sísmica através de uma distribuição fixa do perfil de forças. Deste modo, surgiu a necessidade de procedimentos adaptativos, onde existe a variação do vector de forças ou deslocamentos de passo para passo.

O primeiro procedimento adaptativo surgiu ainda em 1997 e foi proposto por Bracci *et al* [28], no entanto ainda não considera os efeitos dos modos de vibração mais elevados. Este método inicia a análise com uma determinada distribuição de forças, normalmente triangular, e nos passos seguintes é recalculada a partir das resistências instantâneas dos pisos e do corte basal verificado no passo anterior.

Lefort [29] sugeriu um aperfeiçoamento a este procedimento, onde introduziu uma equação para escalar as forças aplicadas e de modo a que os efeitos dos modos de vibração mais elevados não sejam desprezados.

Entretanto foram sugeridas diversas versões de melhoria de procedimentos adaptativos, no entanto nenhuma produziu resultados satisfatórios para que tornasse a análise *pushover* uma alternativa à análise não linear dinâmica de aplicação generalizada.

Elnashai [30] propôs um método que aparentava reunir todos os recursos avançados dos métodos adaptativos realizados. Este método é multimodal e inclui a degradação da estrutura e o aumento do período natural. Em cada passo é considerada a rigidez instantânea da estrutura e são usados espectros de resposta locais. Como as potencialidades não tinham sido totalmente avaliadas, Antoniou e Pinho [31] utilizaram vários edifícios a fim de testarem melhor este método proposto, mas não chegaram a resultados satisfatórios.

Entretanto, ainda no mesmo ano, os mesmos autores realizaram outro trabalho [32] que envolvia a utilização de um método semelhante ao proposto anteriormente, mas, em vez de serem aplicadas forças, foram utilizados deslocamentos. Os resultados obtidos por este método foram já bastante aceitáveis.

Mais recentemente, Kalkan e Kunnath [33] propuseram um novo método adaptativo, *Adaptive Modal Combination Procedure* (AMC), baseado no procedimento *pushover* adaptativo apresentado por Gupta e Kunnath [34], onde, seis anos antes, propuseram que a carga aplicada fosse alterada, dependendo das características dinâmicas instantâneas da estrutura, e também que fosse definida a partir de um espectro de resposta específico do local. Para além de ser baseado neste método, os autores também conseguiram combinar elementos provenientes dos métodos CSM e MPA. O

procedimento foi validado para pórticos regulares com comportamento predominante de flexão, onde são aplicadas à estrutura distribuições de forças de inércia baseadas nos modos de vibração.

Depois disso, Casarotti e Pinho [35], ao contrário da maior parte dos trabalhos realizados, desenvolveram o *Adaptive Capacity Spectrum Method* (ACSM), com o intuito de analisar pontes. Este procedimento surge agora com um conjunto de onze variantes, dependentes do modelo de amortecimento e factor de redução espectral utilizados.

2.5. NÃO LINEARIDADE CONCENTRADA E DISTRIBUÍDA

2.5.1. INTRODUÇÃO

De um modo geral, pode-se dizer que o recurso a uma análise não linear estática como forma de avaliação e dimensionamento de edifícios, constitui uma hipótese viável. Contudo, um aspecto importante para a análise não linear, estática e também dinâmica, é a definição do modelo utilizado para caracterizar o comportamento não linear material dos elementos estruturais.

Os deslocamentos de uma estrutura não variam proporcionalmente à carga aplicada a esta. Tal facto é considerado numa análise não linear, contrariamente ao que acontece numa análise linear, sendo a matriz de rigidez independente das forças e deslocamentos. Deste modo, é indispensável dispor de um modelo numérico iterativo para determinar a solução das equações de equilíbrio em cada incremento de carga.

Com a evolução das ferramentas computacionais de cálculo numérico, foram surgindo modelos de representação do comportamento não linear, monotónico e cíclico, das estruturas cada vez com mais fenómenos implementados, permitindo uma maior aproximação da realidade. Destas modelações podem se destacar as modelações com não linearidade concentrada (traduzidas por rótulas plásticas), que admitem que o comportamento não linear é reduzido a um dado comprimento nas extremidades dos elementos (numa extensão do elemento expectável de entrar em plastificação), e as modelações com não linearidade distribuída que consideram que as deformações inelásticas são distribuídas ao longo do comprimento dos elementos (representadas por modelos de fibras).

2.5.2. MODELOS DE RÓTULAS PLÁSTICAS

O primeiro modelo que surgiu, dentro dos modelos de não linearidade concentrada, foi o proposto por Clough *et al* [36], em 1965. Neste modelo o elemento é idealizado como dois subelementos associados em paralelo. Dois anos depois, Giberson [37] propôs um outro tipo de modelo de plasticidade concentrada, caracterizado pela associação em série de subelementos.

Este tipo de modelação admite que as deformações inelásticas que ocorrem estão concentradas junto das extremidades dos elementos estruturais, numa determinada extensão ao longo da qual ocorrem fenómenos de comportamento não linear material sendo estas zonas designadas por rótulas plásticas. Este pressuposto está associado aos fenómenos que ocorrem nas estruturas porticadas pois as deformações não lineares de flexão ocorrem junto às extremidades dos elementos estruturais.

Deste modo, é possível considerar alterações das matrizes de rigidez dos elementos de pórticos sujeitos predominantemente à flexão, com a introdução de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos ou considerando subelementos não lineares nessas mesmas zonas, traduzindo todo o comportamento não linear do elemento.

A modelação mais comum é realizada através da associação de três subelementos em série, onde o comportamento inelástico é atribuído aos subelementos extremos e o subelemento central terá um comportamento elástico linear.

É uma modelação simples para a definição da não linearidade material, no entanto, pode conduzir a resultados menos precisos pois é necessária uma definição bastante rigorosa do comportamento das rótulas plásticas expresso por uma lei de momentos - curvaturas.

2.5.3. MODELOS DE FIBRAS

Outros modelos numéricos, mais precisos, são aqueles em que a não linearidade material está distribuída ao longo dos elementos. É o caso, por exemplo, do modelo de fibras, proposto por Aktan *et al* [38] em 1974.

O modelo de fibras possibilita a representação da não linearidade desenvolvida ao longo do comprimento do elemento e ao longo da secção transversal, assim como a precisa definição da distribuição do dano estrutural.

A sua precisão deve-se ao facto de não haver necessidade de definir a localização das regiões onde o comportamento é inelástico, pois nem sempre funciona como o admitido nos modelos de rótulas plásticas. No entanto é um modelo complexo que requer uma análise rigorosa na modelação de estruturas.

2.6. INFLUÊNCIA DA DEFORMABILIDADE DO SOLO NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

No que se refere à modelação estrutural existem ainda outros factores relevantes na análise do comportamento sísmico de estruturas.

Um desses aspectos diz respeito à deformação do maciço de fundação que afecta de forma substancial a distribuição de esforços na estrutura. Quando se analisa a estrutura admitindo apoios rígidos ou deformáveis, a distribuição de esforços pode ser bastante diferente e que, naturalmente, cresce com a deformabilidade da fundação.

O comportamento do solo, principalmente as propriedades tensão-deformação-tempo, influencia o fenómeno de interacção solo-estrutura, por isso os assentamentos das fundações das estruturas devem ser estudados com muito cuidado pois a sua recuperação geralmente acarreta elevados custos ou é mesmo impraticável.

Usualmente, aquando do dimensionamento, o solo de fundação é considerado como um elemento infinitamente rígido e por isso sem relevância para o cálculo estrutural. Porém, isso não traduz correctamente o que se passa na realidade levando deste modo à introdução de erros que poderão ser críticos.

Devido à deformação do solo, as fundações solicitam a estrutura criando um sistema estrutural diferente daquele em que se consideram os apoios rígidos, modificando deste modo os esforços actuantes na estrutura e as cargas no solo.

Assim, são provocadas alterações na rigidez global da estrutura que, por conseguinte, quando solicitada por uma acção lateral, como a acção dos sismos, altera a distribuição dos esforços. Esta variação poderá implicar um comportamento dinâmico diferente, alterando o estado de segurança local e global das estruturas.

Portanto, é questionável a utilização de uma metodologia que admita o conjunto infra-estrutura e solo de fundação totalmente independente da superestrutura, desprezando os efeitos provenientes da deformação do solo.

3

MODELOS NUMÉRICOS

3.1. INTRODUÇÃO

O comportamento linear das estruturas apenas é válido numa fase inicial de carregamento. À medida que a carga aumenta, aproximando-se da rotura, a estrutura apresenta um comportamento não linear. O comportamento não linear das estruturas resulta do facto de os materiais apresentarem leis constitutivas não lineares ou da consideração das deformações de segunda ordem, designando-se respectivamente por não linearidade material e não linearidade geométrica.

Outro factor que condiciona a forma como uma estrutura reage às solicitações ao ser submetida a um carregamento externo é a interacção solo-estrutura visto que as cargas nas fundações são em função das condições particulares do solo de suporte e do tipo de estrutura. Dependendo do nível de deformação do terreno e da rigidez da estrutura, a interacção solo-estrutura pode modificar significativamente o desempenho estrutural, apesar de ser desprezada na maioria dos projectos.

3.2. MODELOS DOS MATERIAIS

3.2.1. INTRODUÇÃO

Relativamente aos modelos que idealizam o comportamento do betão, estudos realizados sobre a influência da sofisticação dos modelos dos materiais na resposta das estruturas indicaram que as relações momentos - curvatura são na sua globalidade pouco sensíveis à sua sofisticação. Uma explicação possível para este facto é que num elemento de betão armado, dimensionado para ter comportamento dúctil, sujeito a acções repetidas e alternadas de grande amplitude, o comportamento será essencialmente controlado pelas armaduras, devido à intensa fendilhação do betão. No entanto, apesar de o modelo do betão não necessitar de ser sofisticado, deverá permitir a idealização de alguns fenómenos, nomeadamente o acréscimo de resistência e ductilidade do betão devido à existência de armaduras transversais [39].

Os modelos que idealizam o comportamento do aço deverão ser mais sofisticados, face à pouca sofisticação admissível para os modelos do betão.

O comportamento de elementos de betão armado é, em muitos casos, condicionado pelo comportamento dos varões de aço das armaduras, particularmente após a ocorrência de fendilhação.

É assim particularmente importante que os modelos analíticos utilizados para a idealização do aço das armaduras reproduzam adequadamente a fenomenologia do comportamento do aço, em especial no caso de processos de carregamento repetido e alternado. A informação disponível, baseada em diversos resultados experimentais, sobre o comportamento de varões de aço sujeitos quer a cargas

crescentes monotonicamente quer a cargas cíclicas, tem contribuído para que esse comportamento seja actualmente bem conhecido. Este facto permitiu o desenvolvimento de diversos modelos teóricos que reproduzem com suficiente fiabilidade as características essenciais daquele comportamento[1].

Devido à grande diversidade de modelos, tanto do betão como do aço, será feita referência apenas a alguns modelos utilizados em programas de cálculo automático.

3.2.2. MODELOS DO COMPORTAMENTO DO BETÃO

3.2.2.1. Modelo Não Linear do Betão com Confinamento Constante

Este é um modelo inicialmente proposto por Madas [40], que para carregamentos monotónicos segue uma relação proposta por Mander *et al* [41] e para carregamentos cíclicos segue as leis propostas por Martinez - Rueda e Elnashai [42]. Os efeitos do confinamento associados às armaduras de esforço transversal estão incorporados no modelo proposto por Mander *et al* [41], onde é assumida uma tensão de confinamento constante durante todo o patamar de extensões do betão. O modelo tensão-extensão está representado na Figura 3.1, baseado numa equação proposta por Popovics [43].

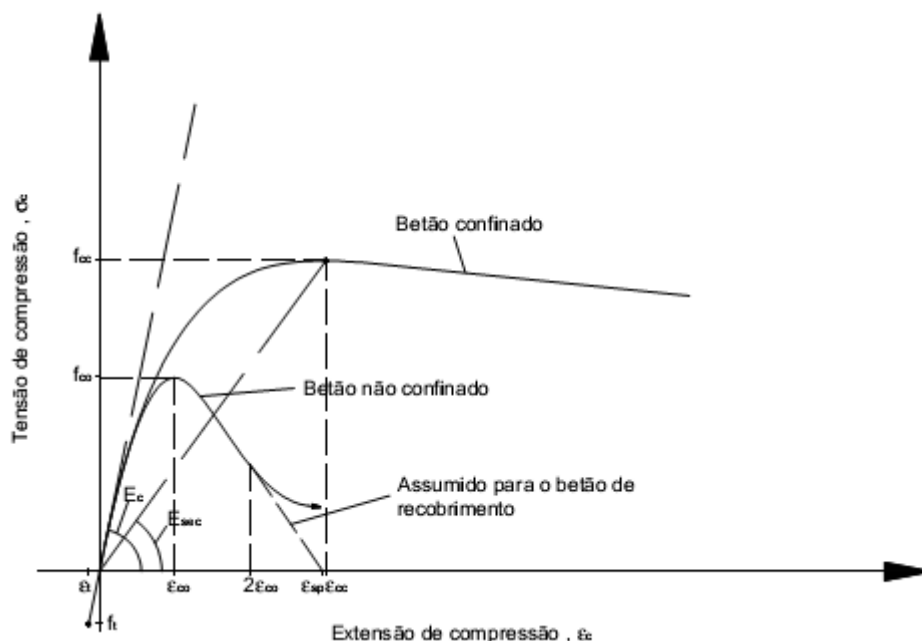


Figura 3.1 - Modelo de Mander do comportamento do betão para carregamentos monotónicos [44]

3.2.2.2. Modelo do Betão de Kent e Park Modificado

O modelo de comportamento do betão de Kent e Park modificado, proposto por Park *et al* [45], consiste na modificação de um modelo anteriormente proposto por Kent e Park [46], que apesar de contar com o efeito do confinamento na ductilidade do betão, não considerava o aumento da sua resistência devido ao mesmo efeito. Na Figura 3.2, é apresentada a envolvente da relação tensão-extensão sob carregamento monotónico.

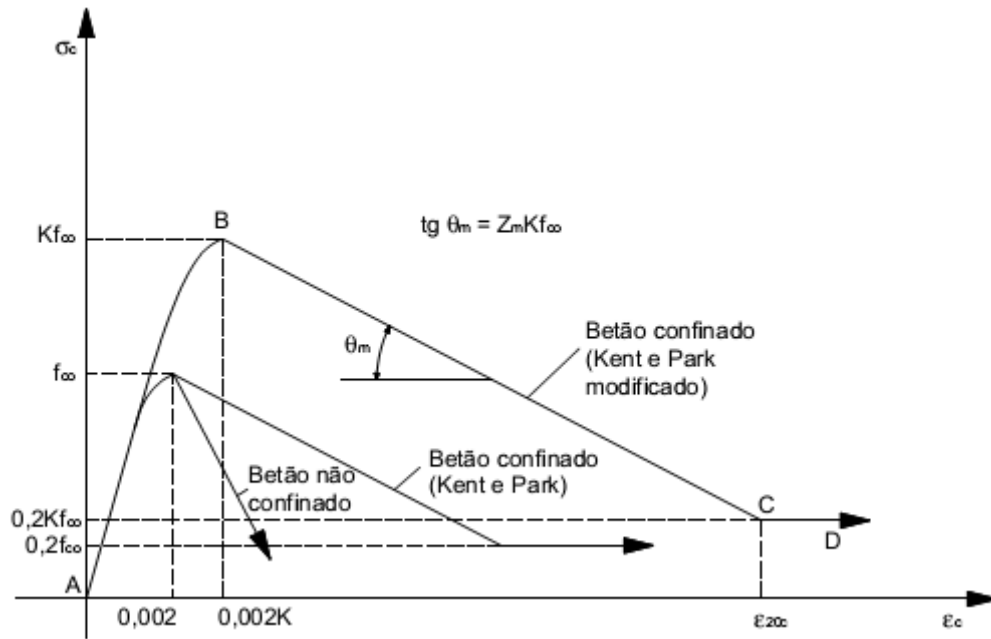


Figura 3.2 - Modelo de Kent e Park modificado do comportamento do betão para carregamentos monotónicos [44]

3.2.3. MODELOS DO COMPORTAMENTO DO AÇO

3.2.3.1. Modelo do Aço Bilinear

É um modelo de tensão-extensão bilinear uniaxial, ilustrado na Figura 3.3, onde o comportamento do aço é perfeitamente elástico até atingir a tensão de cedência, sendo as tensões proporcionais à sua extensão e a constante de proporcionalidade igual ao seu módulo de elasticidade. Após atingir a tensão de cedência definida, no patamar de cedência, o endurecimento é assumido como uma função linear do incremento de extensão plástica.

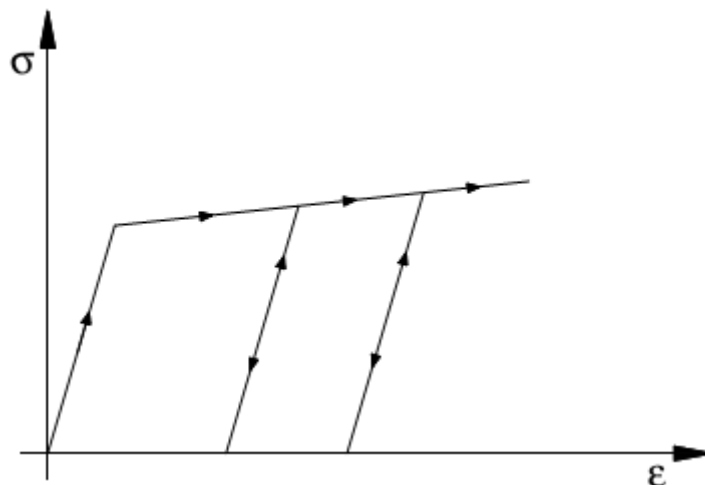


Figura 3.3 - Modelo de comportamento do aço bilinear [44]

3.2.3.2. Modelo do Aço de Menegotto-Pinto

Este é um modelo de aço uniaxial, Figura 3.4, inicialmente programado por Yassin [47] com base numa relação de tensão-deformação simples mas eficiente, proposta por Menegotto e Pinto [48], que considera também a influência do endurecimento isotrópico proposta por Filippou *et al* [49]. A implementação actual segue a realizada por Monti *et al* [50].

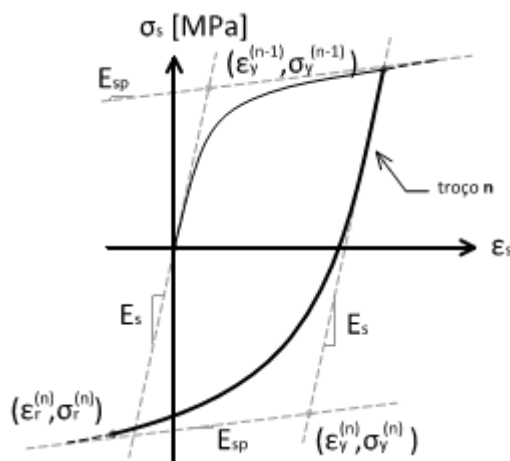


Figura 3.4 - Modelo de comportamento do aço de Menegotto-Pinto [51]

3.3. NÃO LINEARIDADE MATERIAL

3.3.1. INTRODUÇÃO

A modelação do comportamento não linear dos elementos estruturais de betão armado sujeitos a acções cíclicas aleatórias baseia-se na identificação e modelação das zonas onde ocorrem as deformações inelásticas [52].

O comportamento dos elementos de betão armado pertencentes a pórticos planos sujeitos a deformações cíclicas laterais, é diferenciado em zonas com deformações elásticas e inelásticas, estando estas últimas normalmente concentradas nas extremidades dos elementos, por ser aí que os esforços de flexão têm tendência a ser máximos. Assim, a modelação dos elementos numa análise não linear, consiste na associação de pequenos subelementos representativos de zonas com comportamento elástico linear e de subelementos que modelam as regiões inelásticas [52].

Os elementos podem ser modelados com base em modelos de plasticidade concentrada, que admitem as deformações inelásticas concentradas nas extremidades dos elementos, ao longo de uma extensão designada por comprimento de rótula plástica, ou modelos de plasticidade distribuída que consideram a não linearidade material representada em função das deformações inelásticas ocorridas na extensão do elemento.

3.3.2. MODELO DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Os modelos de plasticidade concentrada baseiam-se no facto de poder ser possível a previsão das zonas da estrutura onde ocorrerão fenómenos de comportamento não linear, em que zonas dos elementos constituintes da estrutura vão ser mais elevados os esforços.

Este tipo de modelação admite então que as deformações inelásticas que ocorrem estão concentradas junto das extremidades dos elementos estruturais, numa determinada extensão ao longo da qual ocorrem fenómenos de comportamento não linear material (rótulas plásticas). Esta suposição está associada aos fenómenos que ocorrem nas estruturas porticadas, onde para intensidades sísmicas importantes o comportamento de pórticos de médio e alto porte é controlado, geralmente, pela sua capacidade de dissipação de energia nas rótulas plásticas [53].

Tipicamente, o elemento estrutural idealizado neste tipo de modelação consiste num macro-elemento de barra que associa em série três subelementos, Figura 3.5, onde os subelementos das extremidades representam as zonas inelásticas do elemento e o subelemento central é definido por um comportamento elástico linear.

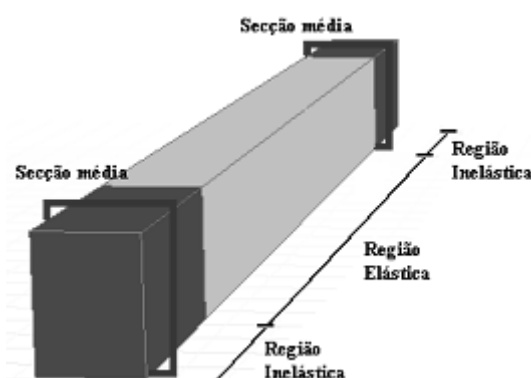


Figura 3.5 - Representação de um macro-elemento no modelo de rótulas plásticas [53]

O comportamento nas zonas inelásticas é descrito por leis de restituição definidas pelo modelo histerético adoptado e aplicado às relações momentos-curvaturas numa secção média de cada subelemento extremo. A definição da deformabilidade não linear dos elementos pressupõe que a curvatura é constante nos subelementos inelásticos, assumindo o valor da curvatura da secção média. Desta forma é representada a descontinuidade de rotação nas zonas críticas dos elementos, onde são excedidos os esforços de fendilhação que ocorrem num comprimento específico numa estrutura.

As regiões críticas dos elementos de betão armado onde é assumida a não linearidade material (rótulas plásticas) estão associadas à deformação inelástica das armaduras e ocorrem num comprimento de dimensão finita (comprimento da rótula plástica, l_p), devido à perda de aderência das armaduras e formação de fendas diagonais [1].

A extensão da rótula plástica necessita de ser definida com alguma exactidão, apesar de identificada a região do elemento onde se admite todo o comportamento inelástico. A simplificação estabelecida nesta região de admitir uma distribuição de curvaturas constantes e de valor igual à obtida para a secção média do troço não linear, pode induzir em resultados incoerentes caso o comprimento considerado seja excessivo ou por defeito [53].

O comprimento da rótula plástica depende basicamente da extensão da zona em que se verifica a plastificação das armaduras longitudinais mas pode também ser afectado por outros dois fenómenos com alguma importância. O primeiro destes fenómenos é usualmente designado como *yield penetration* que consiste na impossibilidade física de, na secção de encastramento, a curvatura passar dum valor máximo para zero num comprimento infinitesimal, gerando-se uma rotação adicional. O segundo fenómeno consiste na inclinação das fendas devido ao efeito do esforço

transverso, situação em que a hipótese das secções planas deixa de ser válida e as tensões e deformações nas armaduras são superiores às calculadas, verificando-se o “alastramento” da rótula plástica, como ilustrado na Figura 3.6 [39].

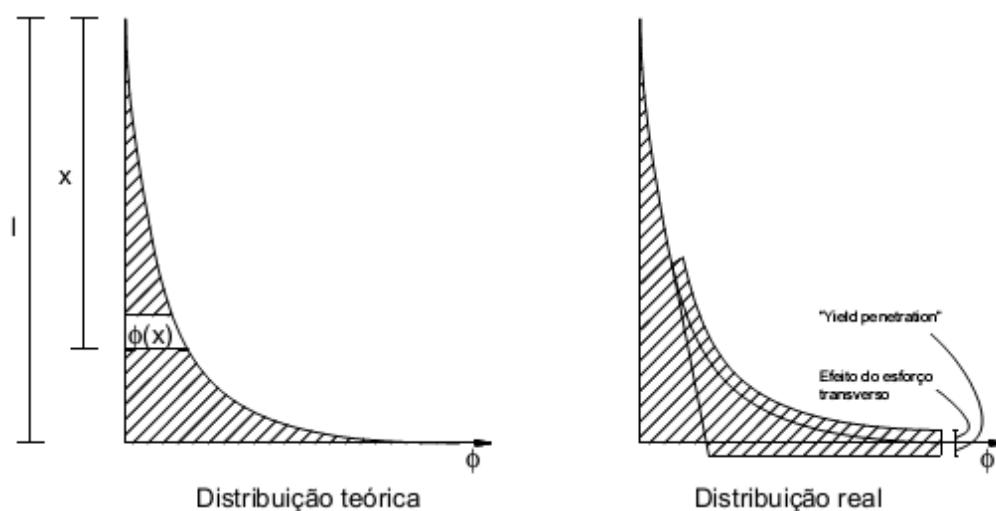


Figura 3.6 - Influência da *yield penetration* e da inclinação das fendas devida ao esforço transverso no comprimento da rótula plástica [39]

3.3.3. MODELO DE FIBRAS

Os modelos de plasticidade distribuída não se baseiam na caracterização do comportamento dos elementos da estrutura através da secção da extremidade, como acontece com os modelos de plasticidade concentrada, mas sim na integração da resposta dos elementos em várias secções ao longo do seu comprimento.

Esta modelação introduz na análise da resposta estrutural o comportamento histerético dos elementos, representado e implícito nos modelos constitutivos de comportamento dos materiais. Adicionalmente, é também modelada directamente a interacção entre o carregamento axial e os momentos flectores, assim como efectuada a representação directa do carregamento biaxial e a interacção entre a resistência à flexão nas direcções ortogonais [54].

A não linearidade material está claramente representada nesta formulação através de um modelo de fibras que permite a extensão da inelasticidade ao longo do desenvolvimento do elemento e pela sua secção transversal, assim como a precisa definição da distribuição do dano estrutural, Figura 3.7.

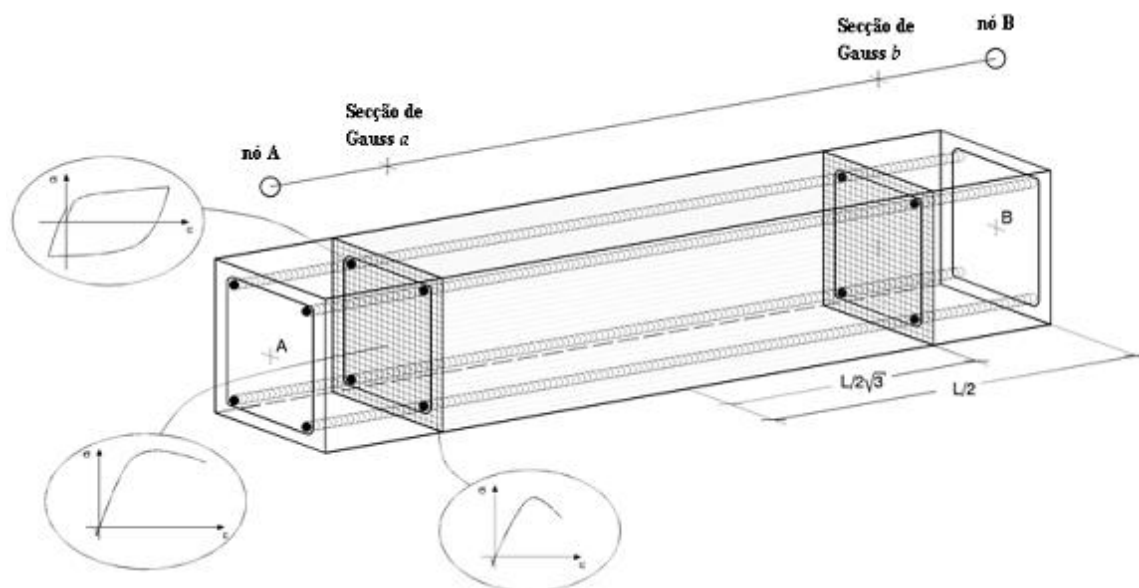


Figura 3.7 - Representação do modelo de fibras para distribuição da não linearidade pelo desenvolvimento e secção transversal do elemento [54]

O estado da relação tensão-extensão de cada secção transversal é obtido pela integração da resposta não linear uniaxial tensão-extensão do conjunto de todas as fibras, em que se encontra subdividida a secção, Figura 3.8. O número de fibras condiciona a distribuição da não linearidade ao longo da secção, admitindo-se um número entre 300 e 400 fibras como suficiente para representar a modelação da distribuição da plasticidade, mesmo para regimes de elevada não linearidade [53].

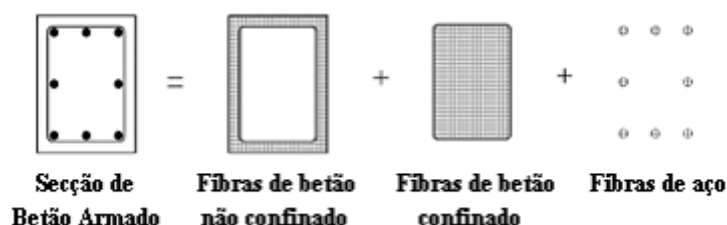


Figura 3.8 - Representação das fibras por secção transversal do elemento [54]

Na formulação mais corrente são definidos dois nós de controlo por membro estrutural, pontos de integração de Gauss, distribuídos ao longo do seu eixo longitudinal. Para cada ponto de Gauss a resposta não linear da secção transversal do elemento inclui o contributo individual da área de cada fibra, secções a e b da Figura 3.7.

Estes são usados na integração numérica, envolvendo uma formulação cúbica inelástica sugerida por Izzuddin [55] caracterizando a distribuição da não linearidade ao longo da extensão de cada elemento. Se for considerado um número suficiente de elementos de barra consegue-se estimar de modo preciso o comprimento da rótula plástica dos membros estruturais sujeitos a níveis elevados de não linearidade.

A não linearidade distribuída pelos elementos estruturais pode ser introduzida segundo duas formulações de elementos finitos. Através de uma formulação clássica baseada em deslocamentos (DB) [56, 57] ou utilizando uma formulação, recentemente introduzida, baseada em forças (FB) [58].

3.4. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Uma avaliação mais precisa do comportamento estrutural implicará a inclusão da informação sobre a deformada da estrutura na quantificação dos esforços e a actualização da sua geometria ao longo do processo de carregamento. Este efeito, de cariz não linear, designa-se por comportamento não linear geométrico e permite, cumulativamente com o comportamento não linear material inerente às propriedades mecânicas do betão, avaliar a componente dos esforços habitualmente designada de 2ª ordem [59].

O efeito total de 2ª ordem P-Delta é causado pela deformação local do elemento δ , e pela translação global da estrutura Δ , como ilustrado na Figura 3.9.

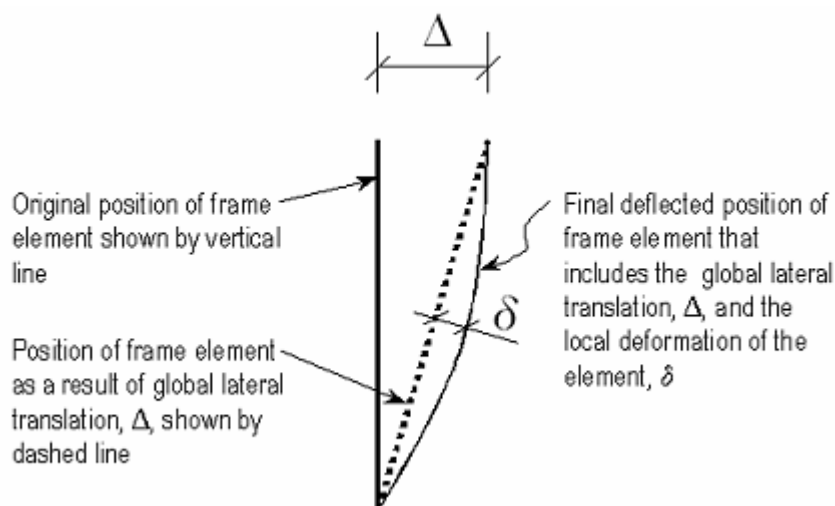


Figura 3.9 - Efeitos P-Delta [60]

Portanto, os efeitos devidos à não linearidade geométrica são provenientes da mudança de posição da estrutura no espaço. Principalmente no caso de edifícios altos deve-se estar atento a estes efeitos quando a estrutura é solicitada simultaneamente pelo carregamento vertical e pelas acções horizontais pois o carregamento vertical actuando na estrutura deslocada pode ocasionar o aparecimento de acréscimos de esforços capazes de a conduzir ao colapso.

O programa de cálculo automático SeismoStruct [54] considera no seu algoritmo de cálculo a não linearidade geométrica local e global. A não linearidade geométrica local encontra-se incorporada implicitamente na formulação cúbica adoptada no programa, proposta por Izzuddin [55]. Quanto à não linearidade geométrica global, a modelação é efectuada através da utilização de uma formulação onde os deslocamentos locais do elemento e as forças internas resultantes são definidos num sistema de coordenadas locais dinâmico. A transformação das forças internas e da matriz de rigidez, obtida no sistema local, para o sistema global de coordenadas permite então ter em consideração a não linearidade global.

No programa SAP2000 [61], a não linearidade geométrica pode ser tida em conta nas análises não lineares caso o utilizador active essa opção, estando também disponíveis a não linearidade geométrica local e a global. No entanto, neste programa, quando se considera a não linearidade geométrica local e global, as análises são interrompidas antes de se atingir o deslocamento até o qual deve ser determinada a curva de capacidade, pois não há convergência dos resultados na resolução

das equações de equilíbrio. Isto deve-se ao algoritmo incluído não permitir proceder à diminuição de carga horizontal introduzida para a análise *pushover* [44].

A não linearidade geométrica tem influência no cálculo da curva de capacidade de uma estrutura através de um ligeiro aumento dos deslocamentos e diminuição da rigidez na sua zona ascendente, e, após a formação do mecanismo de rotura, através de uma diminuição do esforço de corte total na base. Apesar de os efeitos anteriores à formação do mecanismo de rotura não serem tão significativos, a diminuição do corte basal, principalmente para grandes deslocamentos, pode atingir valores consideráveis.

3.5. INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

No projecto de estruturas admite-se que o solo tem rigidez infinita e no cálculo de fundações é desprezado o efeito da rigidez da estrutura, considerando as cargas nos apoios e as propriedades do terreno. Portanto, a estrutura é calculada assumindo apoios rígidos, obtendo-se o mapa de esforços resultantes das cargas aplicadas para posteriormente se proceder ao dimensionamento das fundações. Estas, devido à deformação do solo, solicitam a estrutura criando um sistema estrutural diferente daquele quando são considerados os apoios rígidos, provocando uma alteração dos esforços actuantes na estrutura e das cargas no solo.

A deformação do maciço de fundação afecta de forma substancial a distribuição de esforços na estrutura, isto é, quando se analisa a estrutura admitindo apoios rígidos ou deformáveis, a distribuição de esforços pode ser bastante diferente. Naturalmente essa diferença cresce com a deformabilidade da fundação. Quando se considera a deformação da fundação, os pilares cujas fundações experimentam mais assentamento tendem a transferir parte do seu esforço axial para os pilares vizinhos. Os assentamentos diferenciais entre pilares (pontos de apoio) tendem naturalmente a alterar os momentos flectores das vigas. Quando existe heterogeneidade em termos de deformação no maciço de fundação, as diferenças apontadas tenderão naturalmente a amplificar-se [62].

Também costumam existir elementos de grande rigidez que dado o comportamento rígido das fundações provoca o aparecimento de uma elevada concentração de esforços nesses elementos, mas considerando a deformabilidade do solo, a sua rigidez relativa pode baixar consideravelmente com a distribuição dos efeitos das acções pelos vários elementos.

Em termos de modelação, a deformabilidade do solo pode ser considerada de forma simplificada através de elementos de mola, Figura 3.10, que podem ser considerados com a adição de coeficientes correspondentes à rigidez do meio exterior na matriz de rigidez da estrutura, ou através de barras fictícias que tenham características elásticas pretendidas.

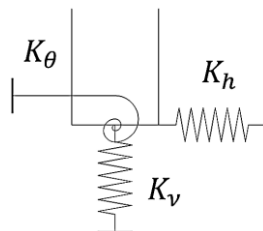


Figura 3.10 - Representação de molas num apoio de um pórtico

De acordo com a teoria da elasticidade, o assentamento vertical de uma sapata superficial circular ou rectangular, fundada num meio considerado como semi-infinito, homogéneo, elástico e isotrópico, pode ser dado pela Equação (3.1):

$$\delta = \frac{pB(1 - \mu^2)I_v}{E_s} \text{ sendo } p = \frac{N}{BL} \quad (3.1)$$

Onde:

p – Pressão de contacto considerada uniformemente distribuída

B – Menor dimensão da sapata

L – Maior dimensão da sapata

μ – Coeficiente de Poisson do solo

I_v – Factor de influência que depende da forma da sapata e da sua rigidez

E_s – Módulo de elasticidade do solo

N – Esforço axial ao nível da sapata

A rotação de uma sapata rectangular rígida sujeita à acção de uma carga excêntrica que provoca um momento M pode ser obtida pela Equação (3.2).

$$\theta = \tan \theta = \frac{M(1 - \mu^2)I_\theta}{L^2 B E_s} \quad (3.2)$$

Onde:

L – Dimensão da sapata na direcção do momento

I_θ – Factor de influência que depende da forma da sapata

Após uma transformação da Equação (3.1) obtém-se a expressão para o cálculo da constante de reacção elástica vertical de um apoio, considerando uma sapata rectangular, Equação (3.3).

$$K_v = \frac{N}{\delta} = \frac{L E_s}{(1 - \mu^2) I_v} \quad (3.3)$$

Para o cálculo da constante de rotação, utiliza-se a Equação (3.2) de forma a se obter a Equação (3.4).

$$K_\theta = \frac{M}{\tan \theta} = \frac{B L^2 E_s}{(1 - \mu^2) I_\theta} \quad (3.4)$$

Os factores de influência I_v e I_θ necessários aos cálculos anteriores, são determinados, respectivamente, através das Equações (3.5) e (3.6).

$$I_v = 0.92 + 0.52 \ln(L/B) \quad (3.5)$$

$$I_\theta = \frac{16}{\pi(1 + 0.22 L/B)} \quad (3.6)$$

Utilizando barras fictícias, o caso é idêntico ao referido anteriormente, considerando-se que o apoio é simulado através de uma barra fictícia de propriedades obtidas a partir dos valores das constantes K_v e K_θ , segundo as respectivas Equações (3.7) e (3.8), fixando dois dos parâmetros e determinando os dois restantes.

$$K_v = \frac{EA}{L} \quad (3.7)$$

$$K_\theta = \frac{4EI}{L} \quad (3.8)$$

Quando as fundações são próximas e são capazes de solidarizar tensões umas às outras, os apoios em molas devem ser substituídos por uma solução de meio elástico contínuo.

Para além das propostas anteriores de apoios indeformáveis e elásticos, destaca-se a utilização do método dos elementos finitos, que permite discretizar o conjunto superestrutura-subestrutura-macço de solos.

A análise da interacção solo-fundação tem como finalidade estimar os deslocamentos reais da fundação e da estrutura, assim como os respectivos esforços internos, envolvendo num único modelo as diversas componentes (superestrutura e infra-estrutura) e as suas dependências. Este modelo pode ter associado diversos níveis de detalhe sendo importante existir um balanço entre eficiência e precisão.

4

ANÁLISES NÃO LINEARES

4.1. INTRODUÇÃO

Para o estudo do comportamento de estruturas de betão armado são várias as metodologias de análise linear e não linear. No caso da actuação da acção sísmica, o comportamento estrutural poderá ser captado através da aplicação de carregamentos em forças ou deslocamentos, invariantes ou variáveis no tempo, o que por sua vez acarretará níveis de precisão distintos.

Uma visão do problema conduz à utilização de acções solicitantes invariáveis capazes de representar as forças de inércia que surgem na própria resposta da estrutura devido ao movimento imposto pelos sismos e traduzido nas acelerações ou deslocamentos registados na sua ligação ao solo. Por outro lado, as acelerações e deslocamentos impostos à base da estrutura afectam o comportamento das estruturas consoante o tempo de actuação da acção e o conteúdo em energia do sismo, o que implica que uma das abordagens possíveis seja a de considerar a acção sísmica variável no tempo e com as características da acção real.

Existem dois tipos de análises não lineares mais frequentemente utilizados na avaliação do comportamento da estrutura: a análise não linear estática, com controlo de deslocamentos e carregamento imposto (*pushover*) que permite controlar o nível de deslocamentos da estrutura possibilitando uma avaliação do desempenho sísmico da mesma e a análise não linear dinâmica que constitui o procedimento mais exacto considerando todas as parcelas do movimento através da integração directa da equação de equilíbrio dinâmico.

4.2. ANÁLISE DINÂMICA

A caracterização da acção sísmica nas análises não lineares deve ser efectuada com recurso a séries de acelerações registadas no tempo, designadas de acelerogramas. O comportamento estrutural com base na aplicação de cada acelerograma na sua base implica a resolução da equação de equilíbrio dinâmico, tendo em conta o comportamento não linear da estrutura. A equação de equilíbrio dinâmico é resolvida para vários intervalos de tempo sendo as condições do sistema actualizadas no final de cada passo, permitindo desta forma ter em conta o comportamento hysterético, traduzindo as alterações de rigidez em função da história do carregamento.

A utilização de acelerogramas para representar a acção sísmica permite obter informações tais como o número de ciclos, duração da resposta e o instante onde ocorrem as maiores deformações, o que com espectros de resposta não seria possível.

Os métodos de integração passo a passo permitem resolver as equações de equilíbrio dinâmico considerando a variação de rigidez e do amortecimento ao longo do tempo. A integração passo a passo é realizada de forma a satisfazer as equações de equilíbrio dinâmico incrementalmente para que, no final de cada incremento, o equilíbrio seja mantido e o deslocamento, a velocidade e a aceleração sejam usados como condições iniciais do incremento seguinte.

Estes métodos de integração são classificados em explícitos e implícitos. O Método das diferenças centrais é dos métodos explícitos mais conhecidos. Quanto aos métodos implícitos são de destacar o Método Wilson- θ e o Método de Newmark [63].

Para além da análise *Time-history*, é também conhecida uma outra metodologia onde a estrutura é sujeita a uma série de análises dinâmicas no tempo com incrementos de intensidade, designada por IDA, *Incremental Dynamic Analysis*. Cada análise corresponderá a um coeficiente de escala do acelerograma original de modo a se obter as respostas da estrutura para diferentes sismos, resultantes da redução e amplificação da intensidade desse acelerograma. Este método possibilita a compreensão da vulnerabilidade sísmica da estrutura, em função da intensidade do acelerograma, bem como a identificação de todos os passos da análise, até ao colapso.

Muitas vezes são utilizados vários registos sísmicos com gamas de acelerações e durações distintas para que deste modo se consiga obter uma melhor envolvente do comportamento da estrutura, que é afectada grandemente pelo conteúdo em frequências de cada registo, assim como, e principalmente, para que se obvие uma das maiores dificuldades em utilizar registos no tempo e que corresponde à grande variabilidade dos acelerogramas para uma mesma região, que consequentemente irá afectar a resposta da estrutura.

A análise não linear dinâmica de uma estrutura, embora seja considerado o método mais refinado de obter os efeitos da acção, obriga a um profundo conhecimento do comportamento da estrutura e implica um grande volume de cálculo, o que se pode tornar dispendioso em termos do tempo de computação. Simultaneamente, o principal argumento contra a utilização deste tipo de análise em favor de métodos mais simplificados reside na necessidade de definir uma base sísmica representativa do modelo de perigosidade do local em que se insere a estrutura em análise.

4.3. ANÁLISE *PUSHOVER*

4.3.1. CAPACIDADE ESTRUTURAL

A análise não linear estática consiste num incremento monotónico de forças ou deslocamentos laterais que impulsionam a estrutura até esta atingir um deslocamento pré-estabelecido ou o colapso, com o intuito de avaliar a capacidade resistente à componente horizontal das acções sísmicas. Após cada passo de cálculo, é efectuada uma análise comportamental da estrutura de modo a obter a curva de capacidade desta, para além de outros parâmetros de resposta, definida através do relacionamento da força de corte basal e do deslocamento do nó de controlo, sendo o do topo no caso de edifícios.

Resumidamente, a análise *pushover* considera o comportamento não linear da estrutura, relacionando a resposta global da estrutura com uma equivalente de 1GL, permitindo o traçado sequencial da cedência e colapso dos elementos, assim como a capacidade global da estrutura, Figura 4.1.



Figura 4.1 - Curva de capacidade com indicação de danos estruturais [64]

Existem essencialmente dois tipos de análises *pushover*. Uma onde o vector de forças ou deslocamentos tem uma determinada forma constante em toda a análise e outra onde o vector de forças ou deslocamentos é actualizado em cada iteração ao longo da análise, designando-se por *pushover* convencional e adaptativo, respectivamente.

4.3.1.1. *Pushover* Convencional

Na análise *pushover* convencional é obtida uma solução iterativa não linear resultante da equação de equilíbrio, Equação (4.1):

$$KU = P \quad (4.1)$$

Onde:

K – Matriz de rigidez não linear

U – Vector de deslocamentos

P – Vector de carga incremental

A carga lateral pode ser um conjunto de forças ou deslocamentos que têm uma proporção, necessariamente, constante durante toda a análise. Este perfil fixo pode ser definido por [65]:

- Uma única força ou deslocamento concentrado no topo da estrutura;
- Um carregamento distribuído uniformemente por todos os pisos;
- Uma distribuição triangular, Equação (4.2);

$$F_{xi} = V_b \frac{m_{xi} h_{xi}}{\sum_j m_{xj} h_{xj}} \quad (4.2)$$

Onde:

F_{xi} – Força aplicada ao nível do piso i

m_{xi} – Massa do piso i

h_{xi} e h_{xj} – Alturas das massas m_{xi} e m_{xj} acima do nível de aplicação da acção sísmica

V_b – Corte basal sísmico

- Uma distribuição proporcional ao produto do vector de massa e o vector próprio, ϕ_x , correspondente ao modo fundamental de vibração elástico da estrutura, Equação (4.3);

$$F_{xi} = V_b \frac{m_{xi}\phi_{xi}}{\sum_j m_{xj}\phi_{xj}} \quad (4.3)$$

- Uma distribuição de forças ou deslocamentos laterais baseados numa análise dinâmica linear elástica ou numa análise espectral da estrutura.

Durante o processo iterativo, os incrementos de carga vão aumentando progressivamente até ser atingido um estado limite pré-definido ou detectado o colapso estrutural.

4.3.1.2. *Pushover* Adaptativa

Na análise *pushover* adaptativa, a distribuição de carga lateral é actualizada em cada etapa da análise de acordo com o perfil dos modos de vibração e dos factores de participação modal provenientes de uma análise modal, considerando assim as alterações de rigidez dos elementos estruturais.

Este tipo de análise pode ser baseada em forças (FAP, *Force-based Adaptive Pushover*), que são modificadas ao longo da análise de modo a combinar os modos que contribuem para a resposta da estrutura, ou em deslocamentos (DAP, *Displacement-based Adaptive Pushover*), actualizados em cada passo da análise.

As regras de combinação modal usadas são SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*) e CQC (*Complete Quadratic Combination*).

Neste método existe a possibilidade de incluir a amplificação do espectro de resposta, introduzindo o deslocamento espectral correspondente ao período de vibração de cada modo no cálculo para a determinação do vector de forças ou deslocamentos, designando-se desta forma de análise *pushover* adaptativa com amplificação espectral.

4.3.2. DESEMPENHO ESTRUTURAL

Um dos maiores objectivos das análises *pushover* é conseguir avaliar o desempenho da estrutura estimando as suas capacidades resistentes, portanto, para tal, é necessária a aplicação de metodologias capazes de representar a exigência estrutural a um evento sísmico para que seja avaliado o desempenho da estrutura.

A análise não linear estática é portanto efectuada em duas fases. Inicialmente é obtida a curva de capacidade da estrutura e posteriormente é determinado o deslocamento objectivo, ou seja, o deslocamento do nó de controlo para uma dada acção sísmica. Esse deslocamento é então comparado com a capacidade da estrutura podendo ser avaliados os efeitos do sismo sobre a mesma.

Como já referido, existem vários procedimentos de análise não linear estática, onde uns apenas fazem uso do modo de vibração fundamental e perfis de carregamento fixo para a definição da curva de capacidade, tal como o CSM [12] e o N2 [15], até outros métodos mais robustos, nos quais os

perfis de carregamento são alterados de acordo com as características modais, podendo ser referidos neste grupo o AMC [33] e o ACSM [35].

No regulamento europeu Eurocódigo 8 [2], o procedimento de análise estática recomendado é o N2 [15].

A modelação estrutural é efectuada atendendo às propriedades fisicamente não lineares, introduzindo-se as relações constitutivas não lineares dos materiais para os diferentes elementos estruturais e a acção sísmica é introduzida a partir de um espectro de resposta, para um dado valor de amortecimento. O espectro utilizado neste método encontra-se no formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), onde os valores espectrais da aceleração são definidos em função dos valores espectrais do deslocamento.

A curva *pushover*, que relaciona a força de corte basal com o deslocamento do nó de controlo, é caracterizada pelo perfil de carga e pelo deslocamento verificado no nó de referência. O EC8 [2] refere que devem ser aplicadas pelo menos duas distribuições de cargas, uma uniforme em altura e outra proporcional ao modo de vibração fundamental da estrutura, e que o nó de referência seja localizado no topo do edifício.

Após a obtenção da curva *pushover*, procede-se à determinação do seu deslocamento objectivo. Para tal, assume-se que a resposta de uma estrutura de múltiplos graus de liberdade, está directamente relacionada com a resposta de um sistema equivalente de 1GL. Esta transformação é efectuada através de um coeficiente de transformação, Γ , Equação (4.4).

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.4)$$

Onde:

m_i – Massa do piso i

ϕ_i – Deslocamento normalizado do piso i

Com este coeficiente podem então ser determinados os valores da força, F^* , e do deslocamento, d^* , do sistema equivalente de 1GL, Equações (4.5) e (4.6), onde, respectivamente, F_b é a força de corte basal e d_n o deslocamento do nó de controlo da estrutura de múltiplos graus de liberdade.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.5)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.6)$$

A Figura 4.2 ilustra a definição da curva *pushover* de múltiplos graus de liberdade e da curva de capacidade do sistema de 1GL.

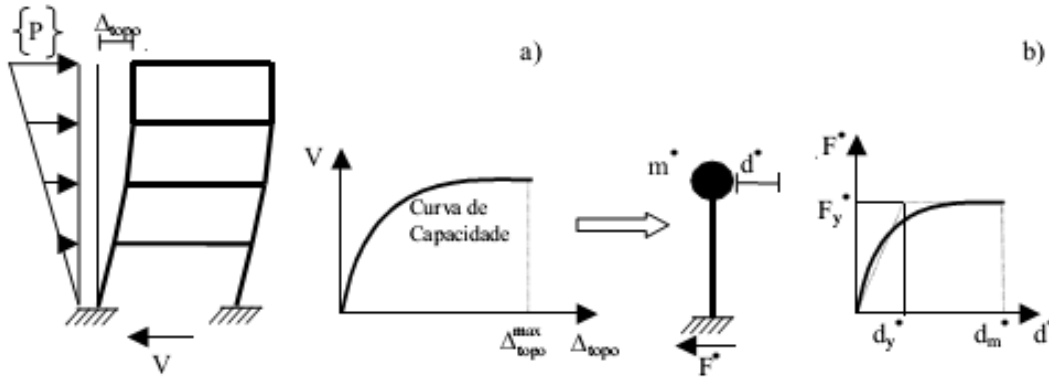


Figura 4.2 - Definição da curva de capacidade na: a) Estrutura; b) Sistema 1 GL equivalente [66]

Obtida a curva de capacidade do sistema equivalente de 1 GL, é necessária a determinação de uma curva bilinear que represente uma relação idealizada elasto-plástica ajustada à curva de capacidade referida, para que posteriormente possa ser determinado o seu período.

A força de cedência F_y^* , que também representa a resistência última do sistema idealizado, reproduz a força de corte na base para formação do mecanismo plástico. A rigidez inicial do sistema idealizado é obtida de tal forma que as áreas sob as curvas força/deformação reais e idealizadas sejam iguais, Figura 4.3.

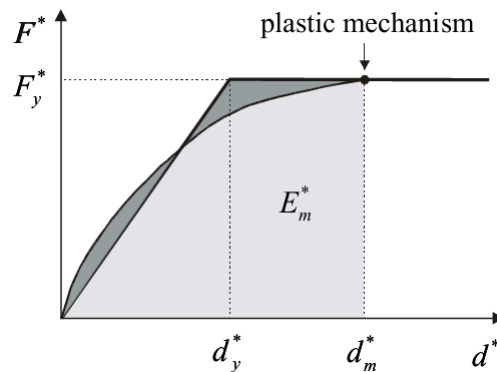


Figura 4.3 - Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica [2]

O deslocamento para o qual se verifica a cedência do sistema equivalente de 1GL, d_y^* , é dado pela Equação (4.7).

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.7)$$

Onde:

d_m^* – Deslocamento correspondente ao mecanismo de colapso

E_m^* – Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico

F_y^* – Força de cedência

A determinação do período do sistema idealizado equivalente com 1GL, T^* , é dada pela Equação (4.8).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.8)$$

O deslocamento objectivo do sistema equivalente com um período T^* e um comportamento elástico ilimitado é obtido através da Equação (4.9), onde $S_e(T^*)$ é o valor do espectro de resposta elástico de aceleração para o período T^* .

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (4.9)$$

Como o sistema equivalente não apresenta um comportamento elástico ilimitado, o deslocamento objectivo pretendido, d_t^* pode ser diferente do d_{et}^* , pois depende das características dinâmicas do sistema.

Nas Figuras 4.4 e 4.5 está representado o espectro de resposta, no formato ADRS, bem como a curva de capacidade idealizada do sistema de 1GL. O período T^* é representado por uma linha radial que vai desde a origem do sistema de coordenadas até ao ponto que define a resposta elástica espectral.

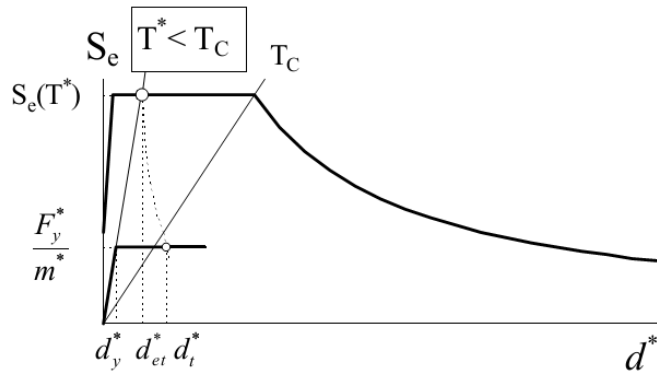


Figura 4.4 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos curtos [2]

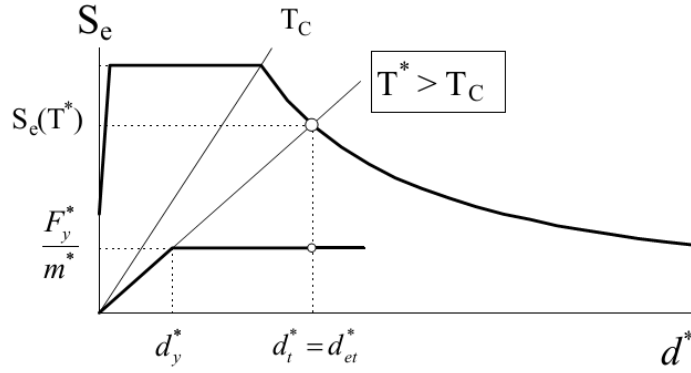


Figura 4.5 - Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade para períodos médios e longos [2]

Para períodos curtos ($T^* < T_c$) e caso a estrutura apresente um comportamento elástico ($F_y^*/m^* > S_e(T^*)$), o valor de d_t^* é dado pela Equação (4.10).

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (4.10)$$

No entanto, se o comportamento for inelástico ($F_y^*/m^* < S_e(T^*)$), o valor de d_t^* é obtido através da Equação (4.11), onde q_u é um factor determinado pela Equação (4.12).

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (4.11)$$

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (4.12)$$

Para períodos médios e longos ($T^* > T_c$) o valor de d_t^* é igual a d_{et}^* , Equação (4.10).

A determinação do deslocamento objectivo para o sistema de múltiplos graus de liberdade é efectuada através da Equação (4.13).

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (4.13)$$

A ser incluído numa análise *pushover*, o procedimento descrito corresponde à exigência da acção sísmica na estrutura, avaliada através de diversos parâmetros, permitindo a posterior identificação do desempenho estrutural e a avaliação do nível de segurança da estrutura através da comparação com valores limites de resistência.

5

CASO DE ESTUDO**5.1. INTRODUÇÃO**

Para a elaboração do presente trabalho foi utilizado um pórtico de um edifício de betão armado onde foram efectuadas análises não lineares, estáticas e dinâmicas. A análise dinâmica incremental foi utilizada como referência, visto ser aquela que melhor representa o comportamento sísmico, de modo a estudar a viabilidade das análises *pushover* adaptativa e convencional, para diferentes situações de carregamento. Para o presente estudo utilizou-se o método N2 [15] para calcular os pontos de desempenho da estrutura uma vez que esta é a metodologia proposta no EC8 [2].

No que se refere ao comportamento não linear, considerou-se neste trabalho as duas possibilidades de modelação da plasticidade: modelação por fibras, que admite a plasticidade distribuída ao longo da extensão dos elementos estruturais; e modelação por rótulas plásticas, que admite a plasticidade concentrada unicamente nas extremidades dos elementos. Assim, para o primeiro modelo foi utilizado o programa de cálculo de elementos finitos SeismoStruct [54], tendo sido posteriormente, e como forma de validar a utilização de rótulas plásticas, utilizado o programa SAP2000 [61].

O estudo dedicado à influência da interacção solo-estrutura seguiu uma modelação em que se aplicaram molas elásticas nos apoios, fazendo variar a sua rigidez para considerar diferentes tipos de solo. A rigidez do solo foi considerada a partir de diferentes propostas presentes na bibliografia.

Num primeiro ponto deste estudo, foi avaliada a influência da rigidez do solo no comportamento sísmico do edifício utilizando para tal solos com distintas capacidades de resistência, incluindo um infinitamente rígido.

Posteriormente, foi analisada a relevância da aplicação na modelação da permissão do movimento horizontal do pórtico, aplicando molas na direcção longitudinal, para além das verticais e de rotação, já utilizadas no ponto anterior.

Por último, foi utilizado um método simplificado presente no trabalho de Cofer *et al* [67], onde os coeficientes de mola são tabelados consoante o tipo de dureza do solo, para tentar compreender a validade das implicações desta simplificação no cálculo.

5.2. DESCRIÇÃO DO MODELO DE ANÁLISE**5.2.1. ESTRUTURA**

O pórtico adoptado para este estudo é referente a um edifício de betão armado, construído em Itália na década de 70 e, portanto, não dimensionado para resistir à acção sísmica.

Este pórtico possui três pisos, tendo o inferior 2,75m de altura e os restantes 3,25m, e três vãos com os comprimentos de 4,05m, 2,0m e 3,5m.

Relativamente às secções dos elementos, foram adoptadas cinco para os pilares (S1 a S5), ilustradas na Figura 5.1, e três para as vigas. Estas têm secção *A* nos extremos e secções *B* ou *C* nos subelementos centrais, apresentadas na Figura 5.2.

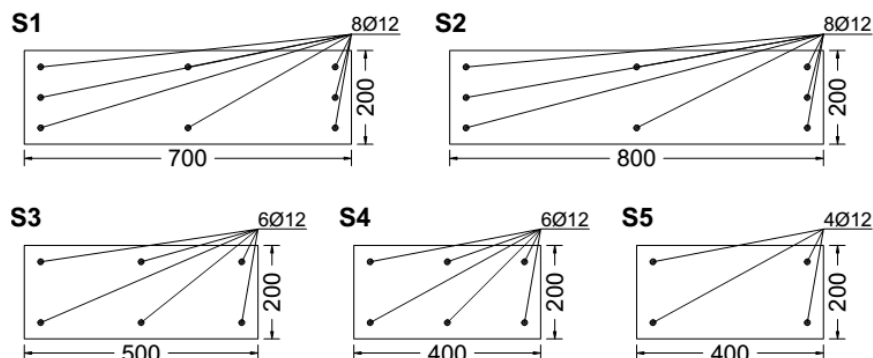


Figura 5.1 - Secções dos pilares

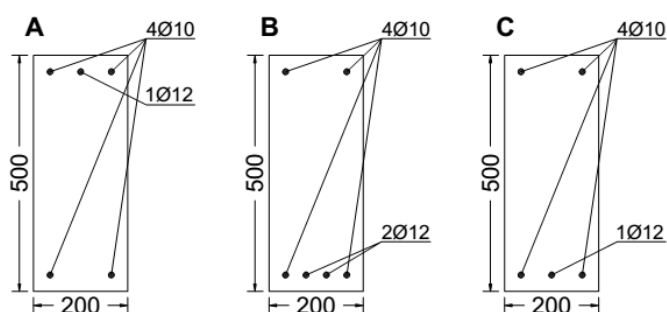


Figura 5.2 - Secções das vigas

Quanto à massa, foram aplicadas 100,76 toneladas à estrutura, distribuídas pelos nós de ligação viga-pilar, conforme indicado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Massas concentradas

| Piso | Massa | m [ton] | Massa por Piso [ton] |
|------|-------|---------|----------------------|
| 1 | m1 | 8,05 | 36,67 |
| | m2 | 15,48 | |
| | m3 | 4,48 | |
| | m4 | 8,66 | |
| 2 | m5 | 8,21 | 37,4 |
| | m6 | 15,79 | |
| | m7 | 4,57 | |
| | m8 | 8,83 | |
| 3 | m9 | 5,86 | 26,69 |
| | m10 | 11,27 | |
| | m11 | 3,26 | |
| | m12 | 6,3 | |

Em seguida, a Figura 5.3 indica a localização dos elementos acima referidos e de nós necessários à elucidação de alguns factos.

A nomenclatura utilizada nos nós principais, $n(XYZ)$, deve-se à posição de cada um ao longo da direcção de cada eixo de coordenadas, sendo o X correspondente à longitudinal do pórtico, o Y à transversal, portanto neste caso será sempre 1, e o Z à vertical.

Os nós $n(X11)$ são os de ligação pilar-fundação e os $n(11Z)$ são os de ligação viga-pilar onde posteriormente foram aplicadas as cargas, da esquerda para a direita, necessárias à realização das análises *pushover* efectuadas.

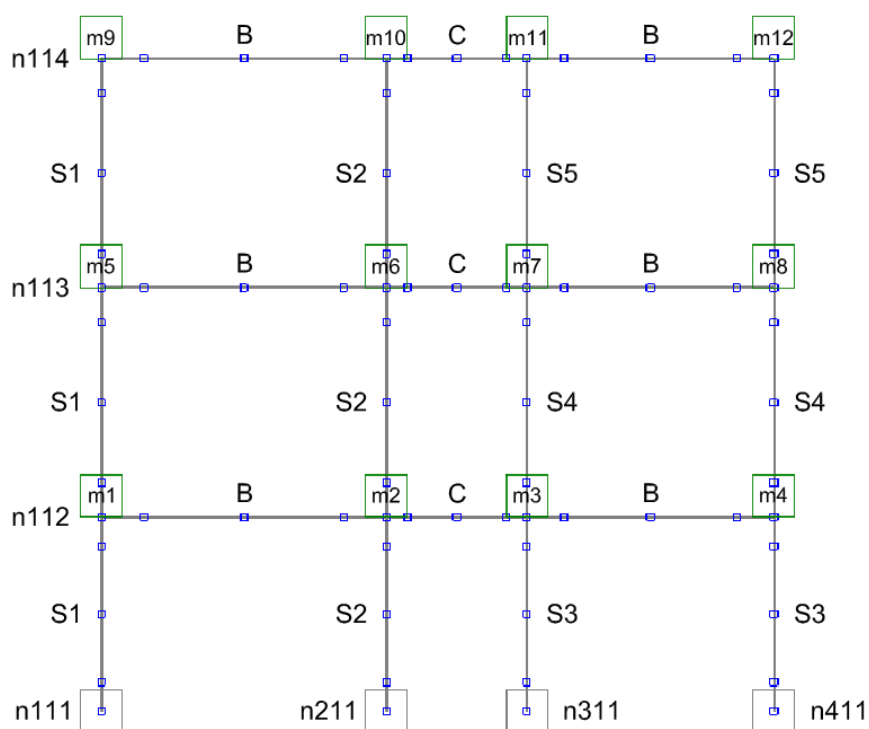


Figura 5.3 - Pórtico com a indicação da localização dos elementos

Relativamente às características do aço e do betão da estrutura estão apresentadas, respectivamente, nas Tabelas 5.2 e 5.3. Para o betão confinado, foi aplicado um factor de confinamento, K_c , de 1,1.

Tabela 5.2 - Propriedades do aço

| Aço | |
|---|---------|
| Módulo de elasticidade do aço E_s [MPa] | 211111 |
| Tensão de cedência f_y [MPa] | 380 |
| Parâmetro de endurecimento μ | 0,00326 |

Tabela 5.3 - Propriedades do betão não confinado

| Betão Não Confinado | |
|---|-------|
| Tensão de compressão f_c [MPa] | 20,75 |
| Tensão de tracção f_{ct} [KPa] | 10 |
| Extensão correspondente ao esforço máximo ε_c [m/m] | 0,005 |

5.2.2. ACÇÃO SÍSMICA

Foi utilizada uma base de dez sismos da região de Los Angeles para a aplicação prática do presente trabalho. Corresponde a eventos sísmicos reais compatíveis com o espectro de resposta para a

mesma região correspondente a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, ou seja, um período de retorno de 475 anos. As características de cada sismo encontram-se na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Características da base sísmica

| Designação | Sismo | Magnitude | Distância [Km] | Duração [s] | Aceleração de Pico [cm/s ²] |
|------------|----------------------------------|-----------|----------------|-------------|---|
| LA02 | Imperial Valley, 1940, El Centro | 6,9 | 10,0 | 24,56 | 662,88 |
| LA04 | Imperial Valley, 1979, Array #5 | 6,5 | 4,1 | 7,11 | 478,65 |
| LA06 | Imperial Valley, 1979, Array #6 | 6,5 | 1,2 | 11,25 | 230,08 |
| LA08 | Landers, 1992, Barstow | 7,3 | 36,0 | 22,28 | 417,49 |
| LA10 | Landers, 1992, Yermo | 7,3 | 25,0 | 20,76 | 353,35 |
| LA12 | Loma Pietra, 1989, Gilroy | 7,0 | 12,0 | 6,44 | 950,93 |
| LA14 | Northridge, 1994, Newhall | 7,0 | 6,7 | 5,56 | 644,49 |
| LA16 | Northridge, 1994, Rinaldi RS | 6,7 | 7,5 | 7,04 | 568,58 |
| LA18 | Northridge, 1994, Sylmar | 6,7 | 6,4 | 5,34 | 801,44 |
| LA20 | North Palm Springs, 1986 | 6,0 | 6,7 | 6,82 | 967,61 |

A base sísmica foi escalada de modo a ajustar-se ao espectro de resposta da norma NEHRP [68], representando o nível de intensidade 1,0. A acção é seguidamente escalada com os factores multiplicativos de 0,25, 0,50, 0,75, 1,25 e 1,50, de forma a analisar a resposta da estrutura a diferentes níveis de intensidade.

5.2.3. CARACTERÍSTICAS DO SOLO

Considera-se neste estudo 4 tipos de solo com características distintas ao nível da sua rigidez, típicos dos solos: rocha, granito alterado, saibro de boa qualidade e saibro de má qualidade. Estas características estão representadas na Tabela 5.5 através dos valores de módulo de elasticidade e coeficientes de solo, presentes no Quadro 3.3 do Eurocódigo 8 [2].

Tabela 5.5 - Dados referentes aos solos

| Designação | Constituição | Módulo de Elasticidade Longitudinal do Solo [MPa] | Coeficiente de Solo |
|------------|-------------------------|---|---------------------|
| Solo A | Infinitamente Rígido | ∞ | 1 |
| Solo B | Granito Alterado | 1000 | 1,35 |
| Solo C | Saibro de Boa Qualidade | 100 | 1,5 |
| Solo D | Saibro de Má Qualidade | 10 | 1,8 |

Os solos descritos serão utilizados na secção 5.5 deste trabalho, dedicada à comparação do efeito do tipo de solo no desempenho estrutural do modelo considerado. Salienta-se que nas restantes fases do estudo é utilizado o Solo A, ou seja, um solo infinitamente rígido.

5.3. MODELAÇÃO COM PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

5.3.1. ASPECTOS GERAIS

Para o estudo da viabilidade das análises não lineares estáticas, foram efectuadas análises *pushover* convencionais, com carregamentos uniforme, triangular e correspondentes ao 1º e 2º modos de vibração, e *pushover* adaptativos, com e sem amplificação espectral, tendo sido considerada a plasticidade distribuída.

5.3.2. MODOS DE VIBRAÇÃO

São apresentados na Tabela 5.6 os respectivos valores dos períodos e percentagens de massa modal efectiva dos dois primeiros modos de vibração da estrutura, retirados através do SeismoStruct [54].

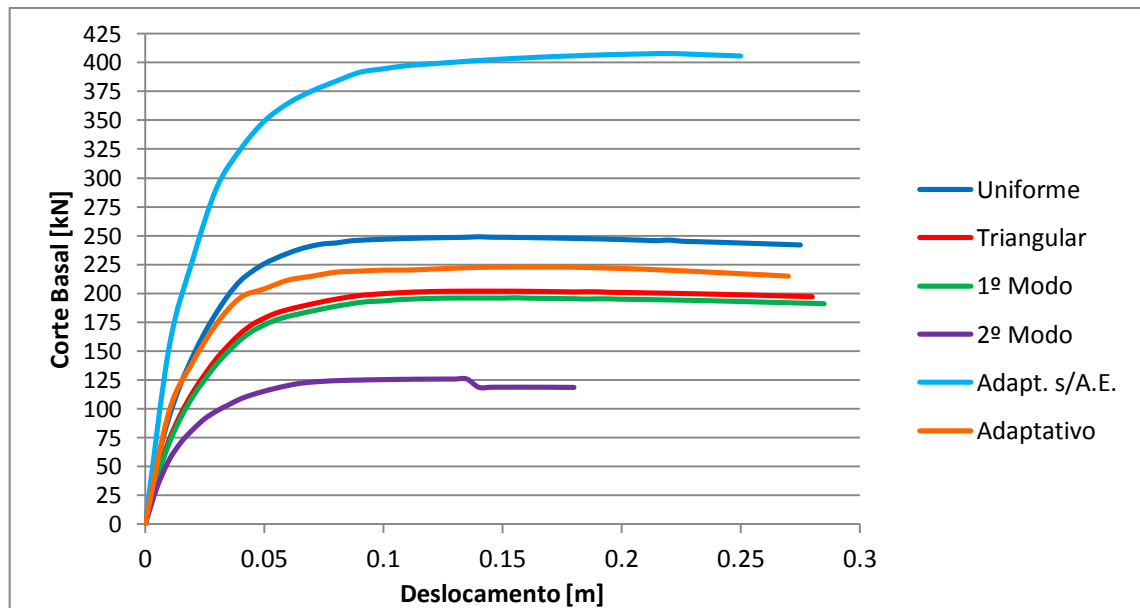
Tabela 5.6 - Propriedades modais

| Modo de Vibração | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] |
|------------------|-------------|--------------------------|
| 1º | 0,340 | 77,847 |
| 2º | 0,104 | 14,054 |

Pode-se verificar que o 1º modo de vibração da estrutura é o mais dominante visto ter uma elevada participação de massa modal efectiva, cerca de 78%.

5.3.3. CURVAS *PUSHOVER*

As curvas de desempenho estrutural, relacionando o corte basal em função do deslocamento do topo do edifício, designadas de curvas *pushover*, foram obtidas com recurso ao programa de cálculo automático SeismoStruct [54] para cada uma das variantes de análise não linear estática, como se apresenta na Figura 5.4.

Figura 5.4 - Curvas *Pushover*

Após a observação dos resultados, verifica-se que as curvas *pushover* relativas ao método adaptativo sem amplificação espectral e ao método convencional com carregamento correspondente ao 2º modo são as que mais se afastam das restantes curvas.

Este facto, no primeiro caso, e sendo o mais significativo, deve-se a ter associado um mecanismo de colapso da estrutura que é distinto daquele que ocorre para a generalidade dos padrões de carga aplicados, mesmo considerando vários modos de vibração. Relativamente ao segundo caso, apesar do 2º modo de vibração não ser desprezável, como verificado anteriormente com a massa modal efectiva apresentada na Tabela 5.6, é visível que a sua consideração isoladamente não faz sentido, devendo como tal ser ponderada e acrescentada ao comportamento obtido pelo perfil proporcional ao primeiro modo.

Por outro lado, as curvas *pushover* que correspondem ao carregamento triangular e do 1º modo, são as que mais se aproximam uma da outra visto que os perfis de carga são semelhantes.

A curva *pushover* adaptativa, na fase inelástica, é semelhante às curvas referidas acima em virtude desta considerar todos os modos de vibração sendo o 1º modo o mais participativo. No entanto, na fase elástica, a curva com perfil de carga uniforme é a que se ajusta melhor à referida curva, traduzindo de melhor forma o comportamento estrutural nesta fase.

Deste modo, as análises correspondentes ao 2º modo e adaptativo sem amplificação espectral não serão consideradas nas análises seguintes, sendo utilizados os restantes quatro perfis de carga para o estudo comparativo.

5.3.4. PARÂMETROS DE RESPOSTA

Neste ponto do estudo, como já referido, pretende-se validar a possibilidade da utilização de análises *pushover* relativamente a análises não lineares dinâmicas na avaliação do desempenho sísmico de edifícios. Como tal considerou-se como referência os resultados obtidos através de análises dinâmicas incrementais (IDA).

Em anexo (Figuras A.1 a A.7) são apresentados os valores resultantes das análises IDA associadas a cada acelerograma e cada intensidade, sendo LAm a mediana dos valores de todos os acelerogramas por intensidade e Med. a mediana das medianas de todas as intensidades.

Os parâmetros estruturais avaliados e admitidos como representativos do comportamento do edifício são: deslocamento do topo (d), corte basal (Vb), momentos flectores por apoio (Ma), *drift* entre pisos (ID), esforço transversal por piso (IV) e momentos flectores por piso (IM).

Posteriormente, foram determinados os Bls (*Building Index*) que se traduzem no rácio entre os resultados das análises não lineares estáticas e os resultados das análises não lineares dinâmicas, cujo valor óptimo é 1, significando que os valores obtidos pelas duas análises são iguais.

Em seguida nas Figuras 5.5 a 5.10 são então apresentados os resultados obtidos.

⇒ Deslocamento do Topo

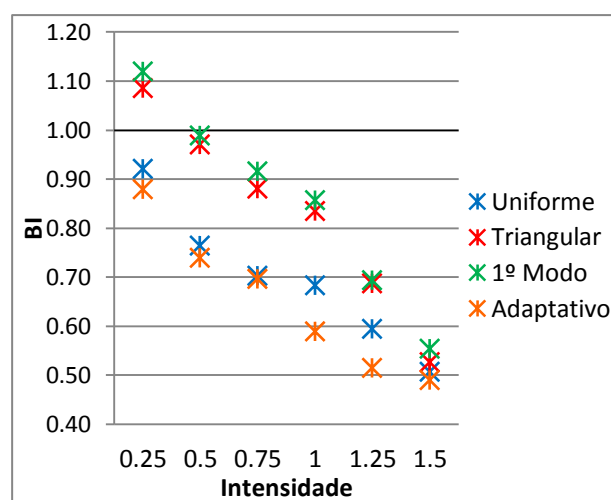


Figura 5.5 - Bls medianos dos deslocamentos do topo

Observa-se que os resultados mais próximos da análise dinâmica são os obtidos através das análises *pushover* convencionais com os perfis de carga triangular e modal (proporcional ao 1º modo), contudo não é possível identificar um perfil de carga como significativamente distinto dos restantes.

Também se pode verificar que, de um modo geral, quanto maior a intensidade, maior a discrepância dos resultados quando comparados com a análise de referência, sendo inferiores os valores das análises *pushover*, chegando mesmo a Bls inferiores a 0,50.

⇒ Corte Basal

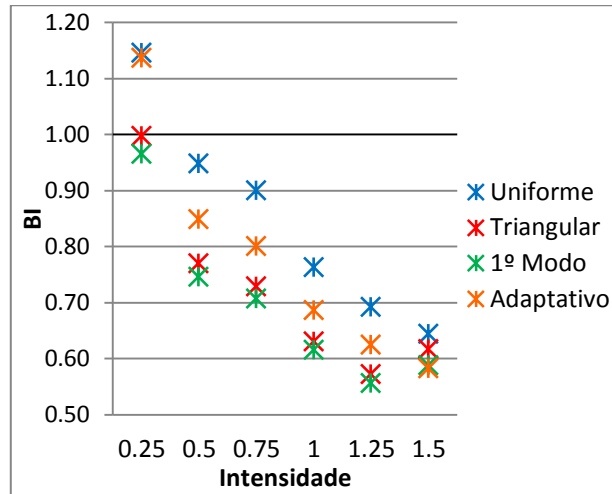
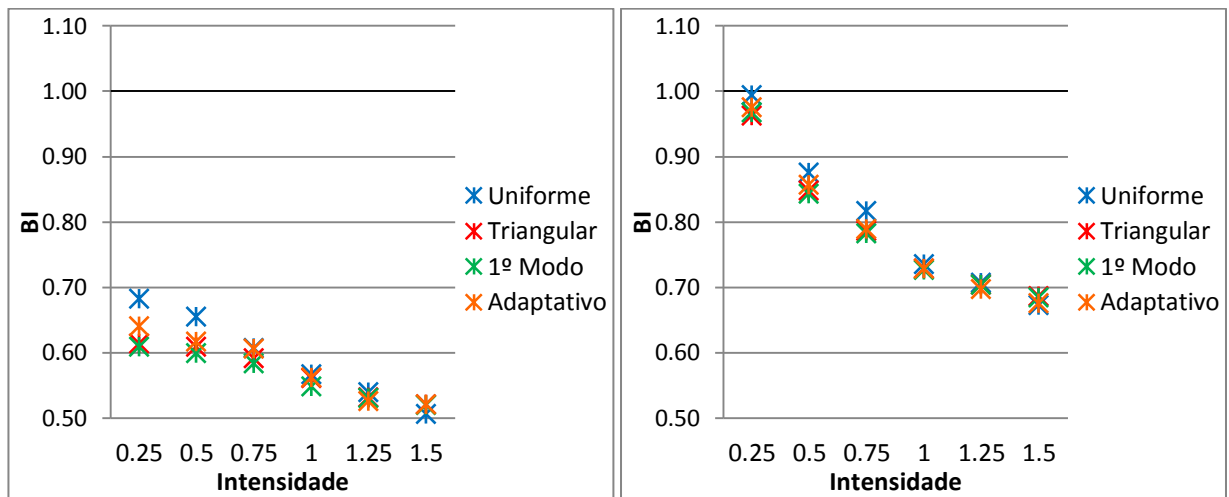


Figura 5.6 - BIs medianos dos cortes basais

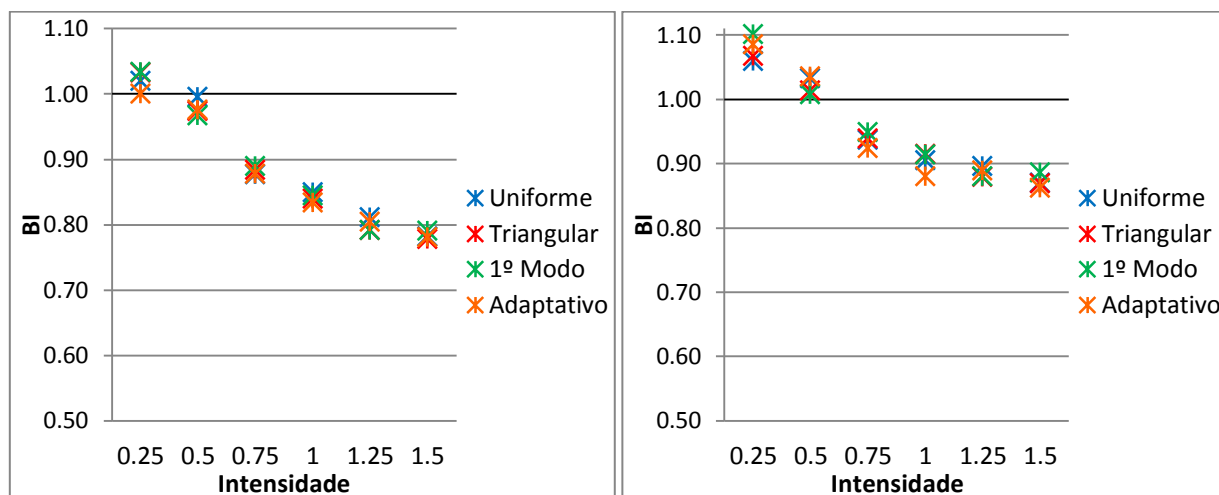
A constatação gráfica dos BIs dos cortes basais é semelhante ao observado para os deslocamentos do topo, embora neste caso o perfil uniforme é o que se situa mais próximo da unidade, com excepção na intensidade mais baixa e o BI mais afastado do óptimo não chegar aos 0,55.

⇒ Momentos Flectores por Apoio



a) n111

b) n211



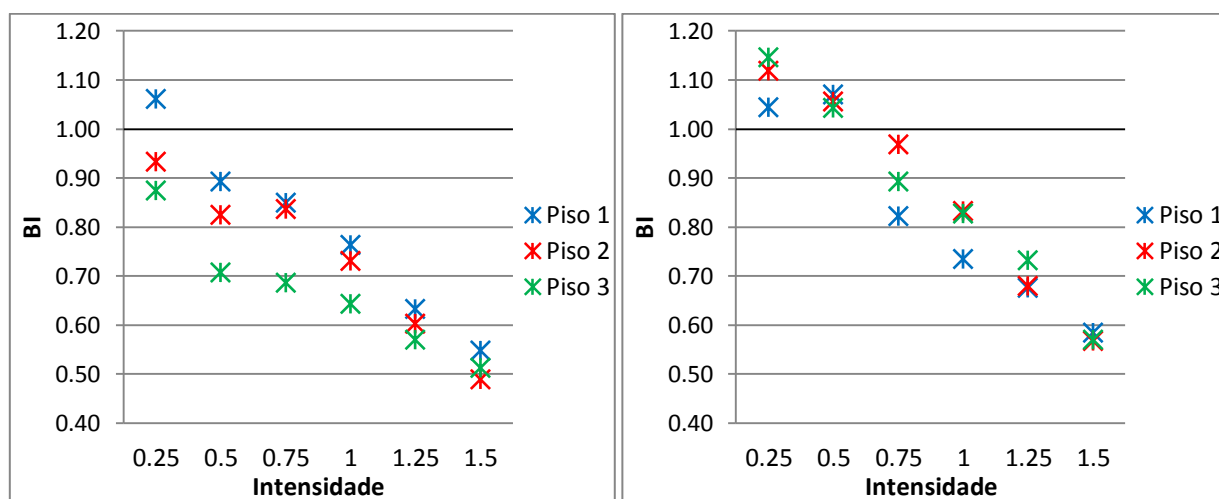
c) n311

d) n411

Figura 5.7 - BIs medianos dos momentos flectores de cada apoio

Quanto aos momentos flectores por apoio, verifica-se que os nós mais afastados da aplicação das cargas laterais, n311 e n411, são aqueles onde se obtêm BIs mais próximos do valor unitário, enquanto que no apoio n211, intensifica-se o facto dos valores das análises estáticas diminuïrem cada vez mais à medida que a intensidade sísmica aumenta. Já no nó n111, os resultados das *pushover* afastam-se ainda mais dos obtidos através das análises dinâmicas, apresentando valores que variam entre 0,50 e 0,70. Em termos de diferenças entre os tipos de carregamentos as diferenças são mínimas em todos os apoios.

⇒ Drift entre Pisos



a) Uniforme

b) Triangular

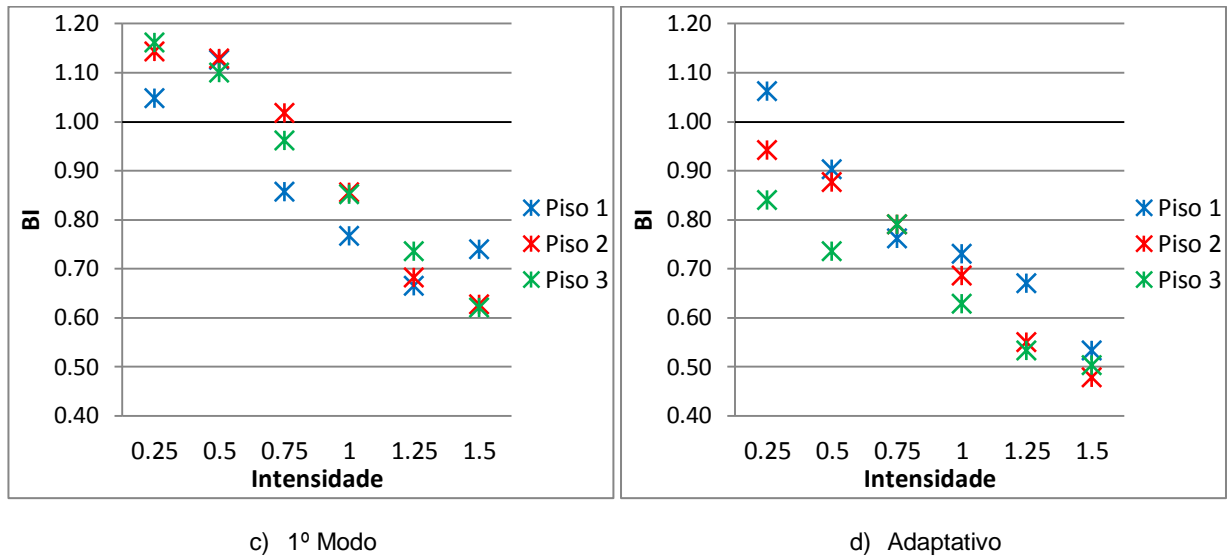
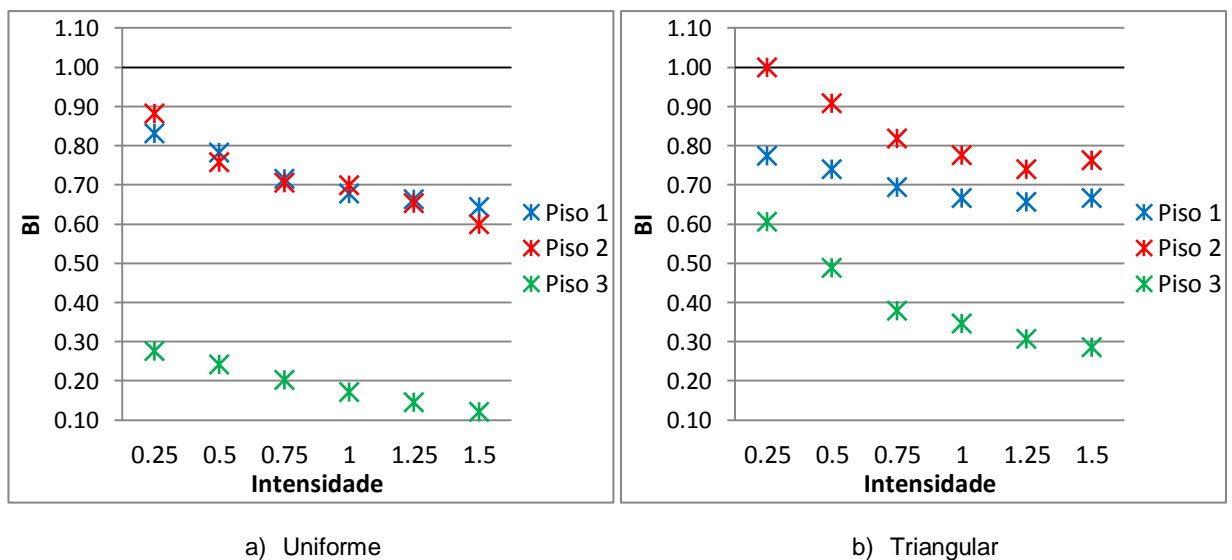


Figura 5.8 - BI medianos dos *drifts* entre pisos para cada análise estática realizada

Os BIs dos *drifts* entre pisos não são muito diferentes dentro de cada intensidade, mas no entanto salientam que são bastante afectados à medida que aumenta a intensidade da acção sísmica. De um modo geral, os pisos que apresentam valores mais afastados da análise de referência nos perfis de carga uniforme e adaptativo é o Piso 3 e nos perfis triangular e 1º modo, na maior parte dos casos, o Piso 1.

⇒ Momentos Flectores por Piso



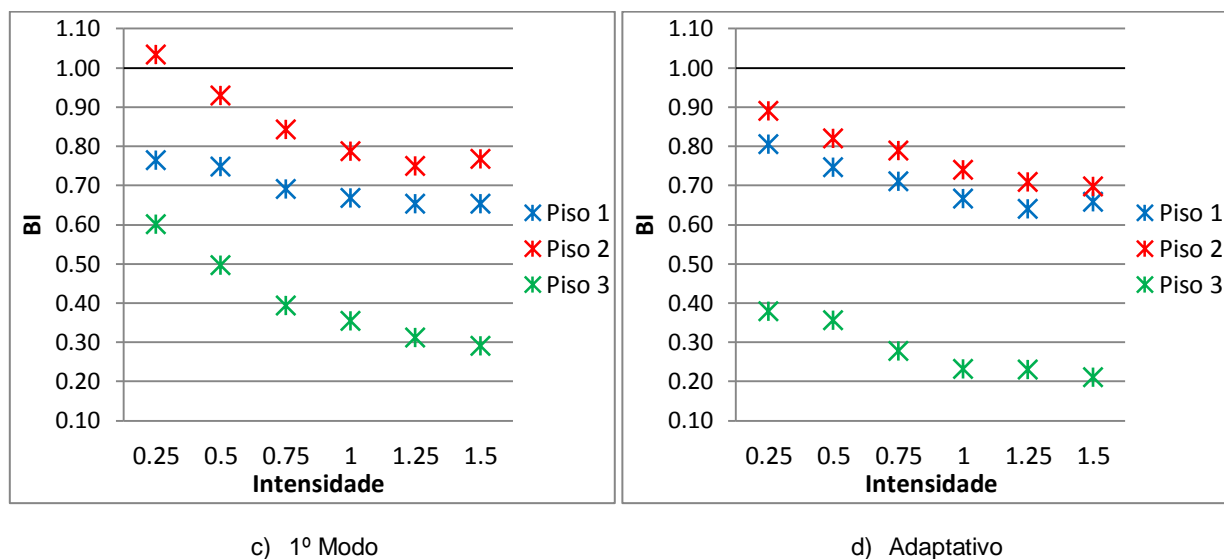
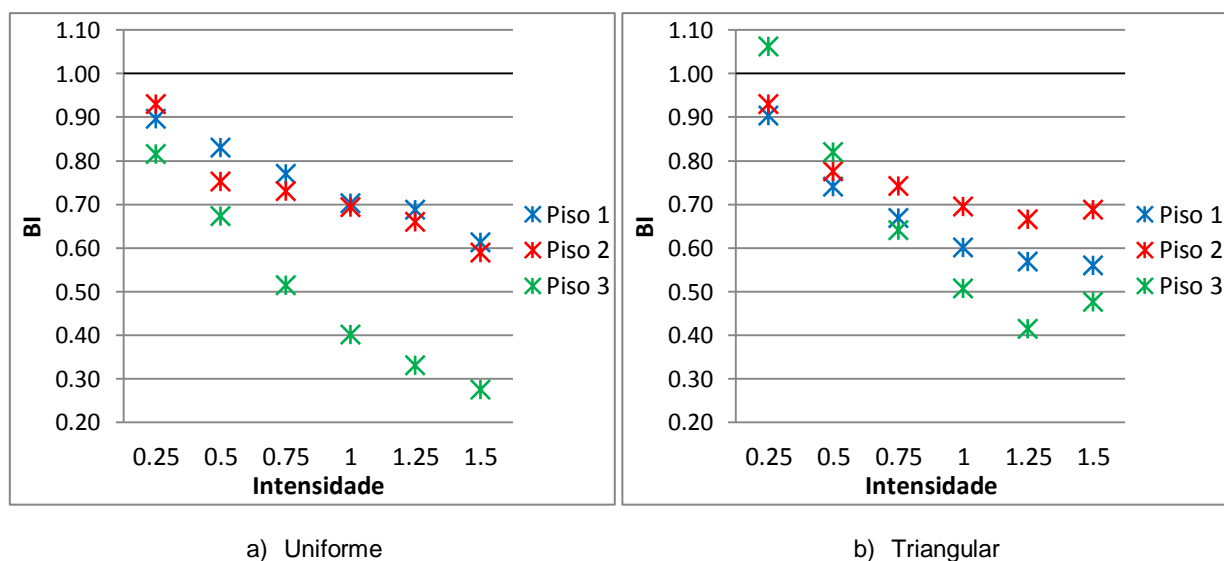


Figura 5.9 - BIs medianos dos momentos flectores por piso para cada análise estática realizada

Nos momentos flectores por piso, a distribuição dos BIs é bastante semelhante quando comparadas as quatro análises efectuadas, notando-se apenas uma maior aproximação nos Pisos 1 e 2 do perfil de carga uniforme.

O Piso 2 é o que apresenta, em termos medianos, valores de momentos mais próximos entre as duas análises, sendo o piso superior, Piso 3, o que exibe valores das análises estáticas mais divergentes das dinâmicas, sendo bastante mais inferiores, chegando a atingir BI de 0,21 e nunca superiores a 0,61, demonstrando, de um modo geral, uma maior diminuição dos BIs medianos à medida que aumenta a intensidade sísmica.

⇒ Esforço Transverso por Piso



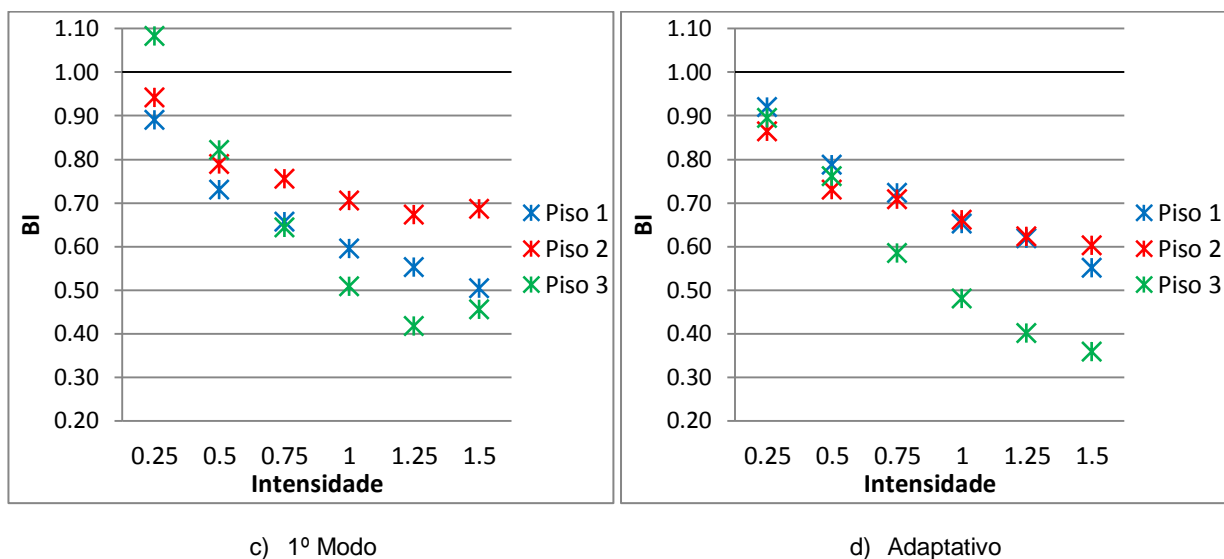


Figura 5.10 - BIs medianos dos esforços transversos por piso para cada análise estática realizada

Nesta situação, do esforço transversal por piso, a distribuição das medianas dos BIs são semelhantes à dos momentos flectores para as intensidades mais elevadas, embora ainda mais afastados do óptimo. No entanto, para intensidades inferiores, os BIs são mais próximos entre os diferentes pisos, avizinhandose do valor unitário. É de salientar que a distribuição dos BIs é muito idêntica entre o perfil de carregamento triangular e o proporcional ao 1º modo.

⇒ Global

A Figura 5.11 resume o estudo comparativo entre as análises estáticas utilizadas e a análise dinâmica de referência, apresentando o valor mediano ao longo de todas as intensidades sísmicas dos índices BI para cada parâmetro de resposta em análise.

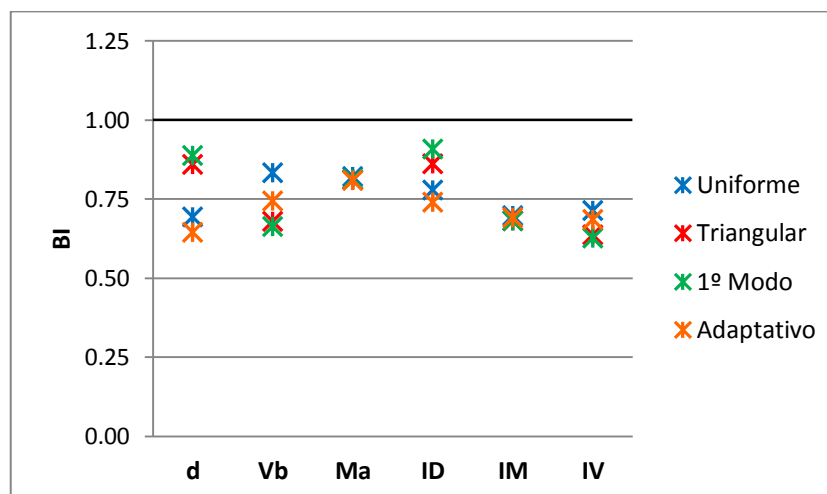


Figura 5.11 - BIs medianos dos parâmetros estudados em cada análise estática realizada

Após a observação do gráfico anterior, conclui-se que em termos absolutos o rácio entre análises *pushover* e dinâmicas é praticamente constante entre todos os parâmetros estruturais, e assume um valor tendencialmente próximo de 0,75.

Constata-se que os valores medianos das quatro variantes de análises estáticas são praticamente coincidentes em termos de momentos nos apoios (Ma) e momentos por piso (IM).

Por outro lado, os três casos de carga com BIs medianos mais dispersos são os dos deslocamentos do topo (d), *drifts* entre pisos (ID) e corte basal (Vb). Nos dois primeiros, o perfil triangular e o correspondente ao 1º modo são os mais próximos da unidade e no caso do corte basal a situação inverte-se sendo o uniforme e o adaptativo que neste caso melhor se aproximam do comportamento dinâmico.

Relativamente ao esforço transversal por piso (IV), é o parâmetro com valores que pior se ajustam às análises de referência.

5.3.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Depois de analisados os resultados obtidos pode-se verificar que:

- Conceptualmente, a análise *pushover* adaptativa é o procedimento de análise estática que melhor traduz a capacidade estrutural pois considera mais modos de vibração, captando todas as alterações de rigidez da estrutura. Na avaliação do desempenho estrutural, seriam de esperar BIs mais próximos da unidade, no entanto não se verifica porque ao utilizar o método N2, que admite apenas o 1º modo de vibração, perde-se o rigor colocado na curva de capacidade. Portanto, dever-se-ia admitir um procedimento de análise não linear estática adaptativo a fim de conseguir traduzir o desempenho da estrutura de forma consentânea com o rigor da análise *pushover*;
- A análise não linear estática convencional com perfil de carga uniforme é a que melhor se ajusta na definição da curva *pushover* na fase inicial, quando ainda se encontra em regime elástico, e na fase inelástica é com os perfis triangular e com carregamento correspondente ao 1º modo que capta de melhor forma a capacidade da estrutura. Este aspecto está também patente no melhor desempenho associado a estes perfis quando se observa a evolução dos BIs por intensidade;
- Na avaliação do desempenho estrutural, as análises com os perfis triangulares e correspondente ao 1º modo apresentam resultados praticamente iguais e na generalidade mais próximos da IDA, comparativamente às restantes análises, devido ao facto da estrutura responder predominantemente segundo o 1º modo de vibração;
- Quando o referido acima não acontece, apresentando as análises desempenhos inferiores, poderá estar associado à maior variabilidade na resposta da estrutura ao longo da base sísmica, isto é, devido ao facto de existir um ou mais sismos *outliers* que fazem com que o BI se apresente superior nas análises com perfil de carga uniforme e adaptativa;
- Em todos os parâmetros de resposta, existe a tendência dos BIs se apresentarem mais afastados do valor unitário à medida que o regime não linear é mais pronunciado, o que demonstra que na realidade a estrutura está mais deformada do que o captado pela análise não linear estática. Verificam-se então BIs inferiores a 1 devido ao facto da não linearidade no método N2 ser traduzida pelo coeficiente q_u sendo este incapaz de obter de modo rigoroso os efeitos histeréticos que decorrem na estrutura. Uma forma de obviar este facto passaria pela consideração de um coeficiente de redução espectral mais consistente com os

fenómenos de degradação histerética, ou alternativamente, utilizar um procedimento de análise estática que contemple este aspecto;

- Os valores relativos a forças que melhor traduzem a realidade são os obtidos nos nós contrários aos da aplicação das cargas. De modo a superar esta lacuna, deveriam ser aplicadas forças distribuídas, proporcionais às massas concentradas em cada nó de ligação;
- Conforme o evidenciado em trabalhos anteriores, as análises *pushover* obtêm melhores resultados para quantidades baseadas em deformações e piores quando baseadas em forças;
- Os aspectos referidos deverão ser tidos em consideração num trabalho futuro de modo a aumentar o nível de precisão das análises estáticas e assim validar as constatações mencionadas, em particular, o facto das análises estáticas conduzirem a resultados de desempenho estrutural quase sempre por defeito face às análises dinâmicas.

5.4. MODELAÇÃO COM PLASTICIDADE CONCENTRADA

5.4.1. ASPECTOS GERAIS

Nesta secção procura-se comparar o desempenho sísmico da estrutura utilizando distintos modelos representativos da não linearidade material nas análises *pushover* convencionais utilizadas anteriormente, com carregamento uniforme, triangular e proporcional ao 1º modo. Assim, considerou-se a estrutura modelada com não linearidade concentrada nas extremidades dos seus elementos.

Os elementos foram modelados com base na modelação presente no trabalho de Marques [53] através da definição de rótulas plásticas nas suas extremidades caracterizadas por leis momento-curvatura da secção do elemento.

5.4.2. MODOS DE VIBRAÇÃO

Na Tabela 5.7 são apresentados os respectivos valores dos períodos e percentagens de massa modal efectiva dos dois primeiros modos de vibração da estrutura, retirados através do SAP2000 [61].

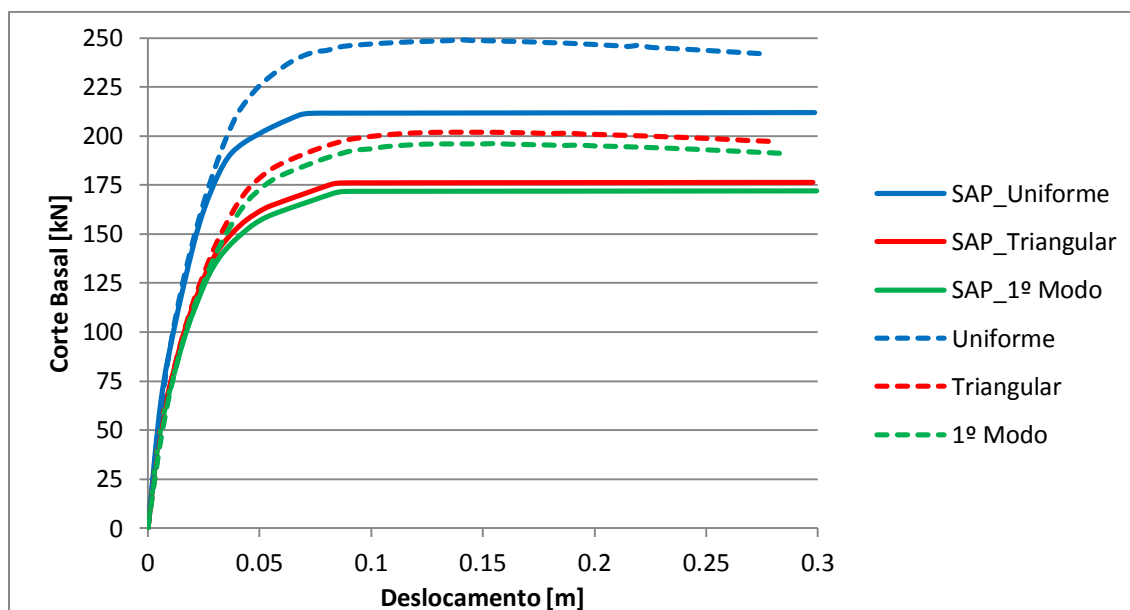
Tabela 5.7 - Propriedades modais

| Modo de Vibração | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] |
|------------------|-------------|--------------------------|
| 1º | 0,355 | 77,913 |
| 2º | 0,109 | 14,025 |

Assim como com os valores obtidos no SeismoStruct [54], sendo muito semelhantes, verifica-se que o 1º modo de vibração da estrutura é o mais preponderante.

5.4.3. CURVAS *PUSHOVER*

Na Figura 5.12 estão representadas as curvas *pushover* que foram obtidas com o auxílio do programa de cálculo, SAP2000 [61]. Como modo de comparação, a traço interrompido, são também apresentadas as curvas *pushover* obtidas para a modelação com não linearidade distribuída.

Figura 5.12 - Curvas *Pushover*

Depois de observados os resultados, verifica-se que na fase inicial, onde o comportamento é elástico, as curvas são praticamente iguais entre as análises com não linearidades distribuída e concentrada, analisando cada perfil de carga aplicado.

Na fase inelástica, as curvas uniformes não são tão semelhantes como nos outros dois casos, onde continuam os perfis triangular e correspondente ao 1º modo a apresentarem-se muito próximos e não tão afastados das curvas obtidas com modelação através do modelo de fibras.

No entanto, pode-se considerar que a modelação com rótulas produz uma boa aproximação do comportamento global da estrutura, captando pelo menos 85% do corte basal máximo apresentado pela modelação efectuada através de fibras.

5.4.4. PARÂMETROS DE RESPOSTA

A validação das modelações com não linearidade concentrada foi efectuada com a utilização das análises estáticas acima referidas, sendo demonstrados em anexo os resultados das análises de referência, com não linearidade distribuída e carregamentos idênticos (Figuras A.14 a A.20 para uniforme, Figuras A.21 a A.27 para triangular e Figuras A.28 a A.34 para proporcional ao 1º modo).

Em seguida, Figuras 5.13 a 5.18, apresentam-se os BIs determinados onde são comparados os resultados das análises estáticas, modeladas com não linearidade concentrada (numerador) e não linearidade distribuída (denominador). Todas as comparações foram efectuadas entre os mesmos tipos de carregamentos.

⇒ Deslocamento do Topo

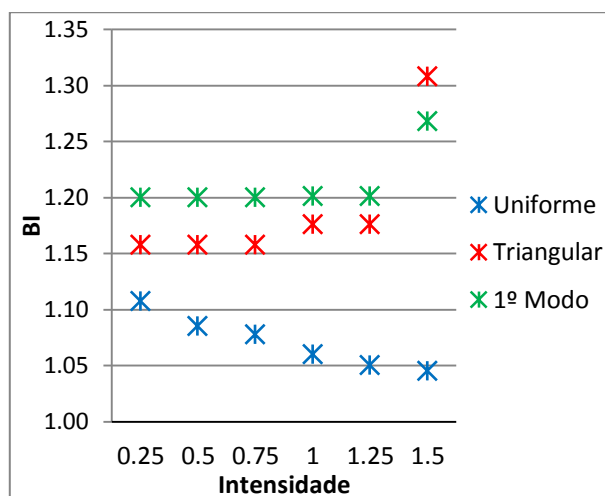


Figura 5.13 - BIs medianos dos deslocamentos do topo

A nível dos deslocamentos do topo, as análises efectuadas com os perfis de carga triangular e correspondentes ao 1º modo são os que obtêm BIs mais semelhantes. No entanto é o uniforme que alcança valores muito mais próximos dos obtidos através do modelo de fibras, intensificando-se essa proximidade à medida que aumenta a intensidade sísmica, com variação de BIs entre 1,11 e 1,05.

⇒ Corte Basal

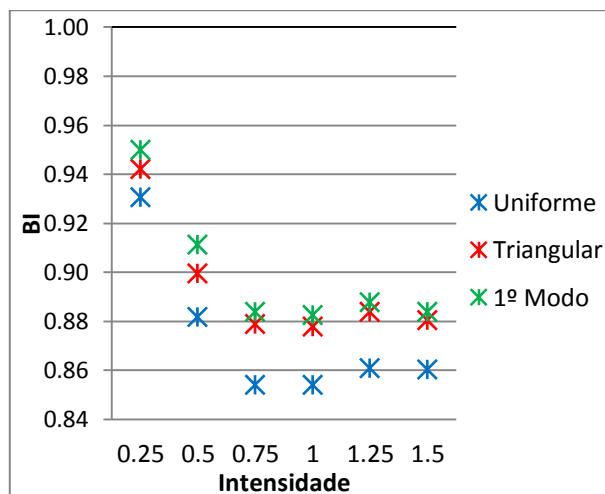


Figura 5.14 - BIs medianos dos cortes basais

Quanto ao corte basal, a situação inverte-se em relação ao parâmetro anterior, sendo o triangular e o 1º modo os que obtêm valores mais próximos da referência, comparativamente ao uniforme, embora as diferenças das medianas por intensidade não sejam muito significativas. Outro facto que também pode ser observado é nas intensidades mais baixas apresentarem BIs mais próximos de 1, rondando entre 0,93 e 0,95 na intensidade com factor de 0,25.

⇒ Momentos Flectores por Apoio

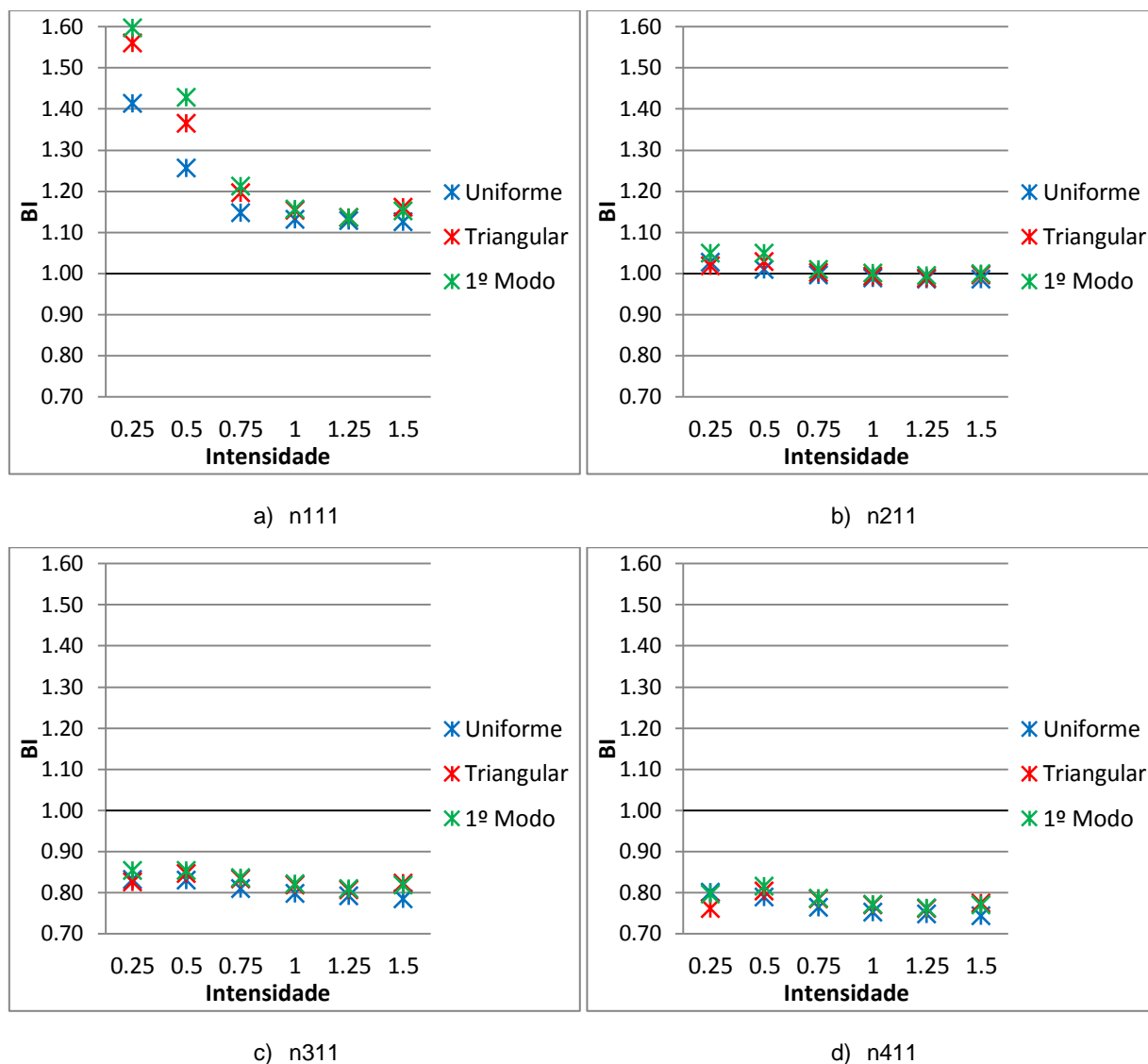


Figura 5.15 - BIs medianos dos momentos flectores de cada apoio

Com a excepção de nas intensidades mais baixas no apoio correspondente ao nó n111, os valores obtidos dos três perfis de carregamento estudados são efectivamente bastante próximos. Contudo, apenas no nó n211 é que os resultados são idênticos à análise de referência, obtendo BIs de aproximadamente 1. No nó n111 os valores das *pushover* com modelação com aplicação de rótulas são bastante superiores, principalmente nas intensidades mais baixas, com BIs entre 1,41 e 1,60. Nos nós n311 e n411 não existem variações significativas ao longo das intensidades e nestes casos a modelação com não linearidade concentrada apresenta valores um pouco inferiores à com não linearidade distribuída, não chegando a valores de BIs inferiores a 0,74.

⇒ *Drift* entre Pisos

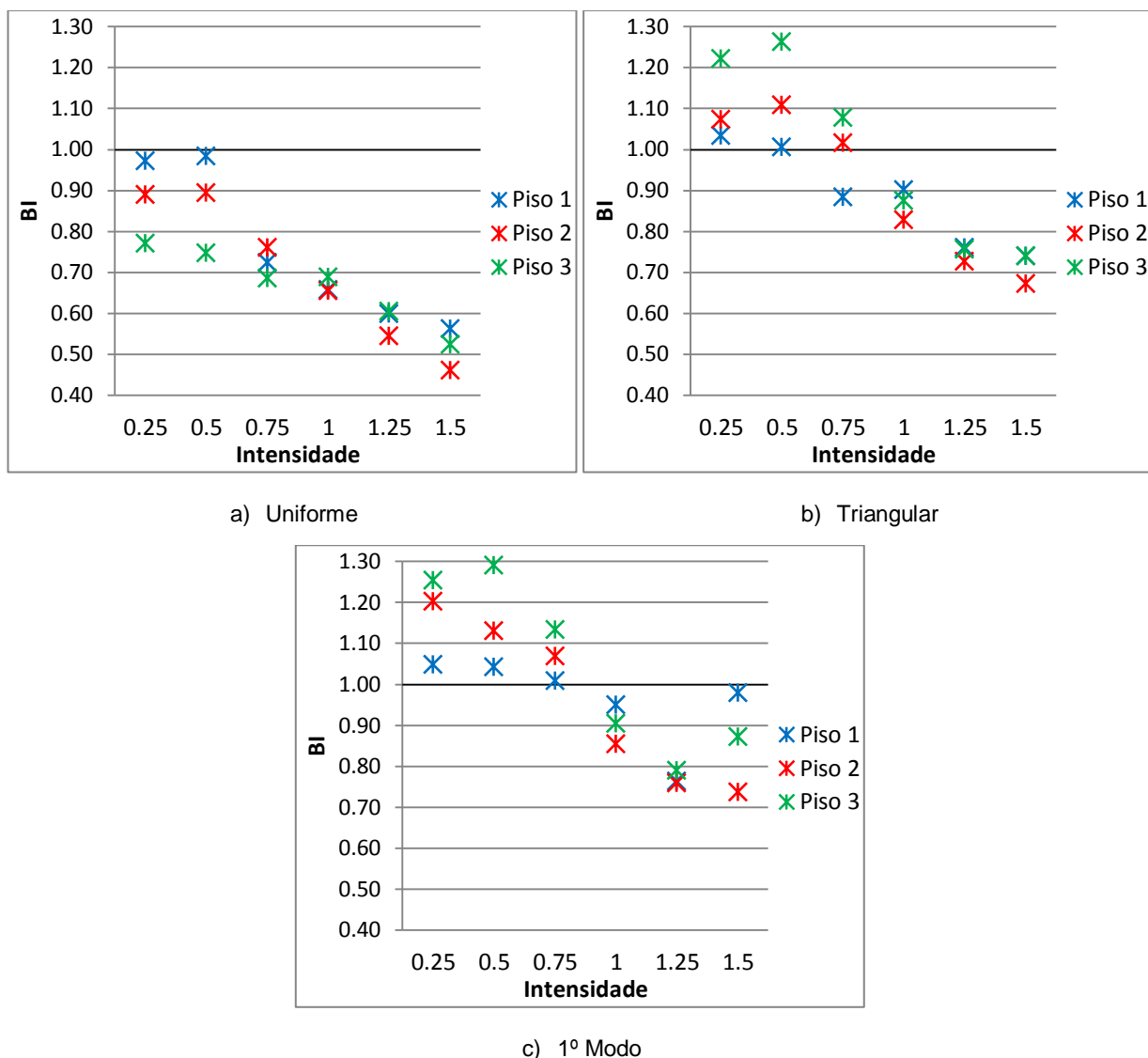


Figura 5.16 - BIs medianos dos *drifts* entre pisos para cada perfil de carga aplicado

A dispersão gráfica dos BIs medianos do triangular e 1º modo são muito semelhantes, apresentando nas intensidades mais baixas valores superiores a 1 e invertendo a situação nas mais elevadas. Quanto à variação de valores não excede muito os 0,30 relativamente à unidade.

Já no caso do uniforme, os BIs apresentam-se sempre abaixo no valor unitário, agravando o ajuste com a análise realizada através da modelação com fibras à medida que a intensidade sísmica aumenta, chegando a valores inferiores a 0,50.

Em termos de pisos, o Piso 2 é o que apresenta *drifts* entre pisos menos próximos à análise de referência nas três últimas intensidades, enquanto que nas primeiras é o Piso 3 que se destaca.

⇒ Momentos Flectores por Piso

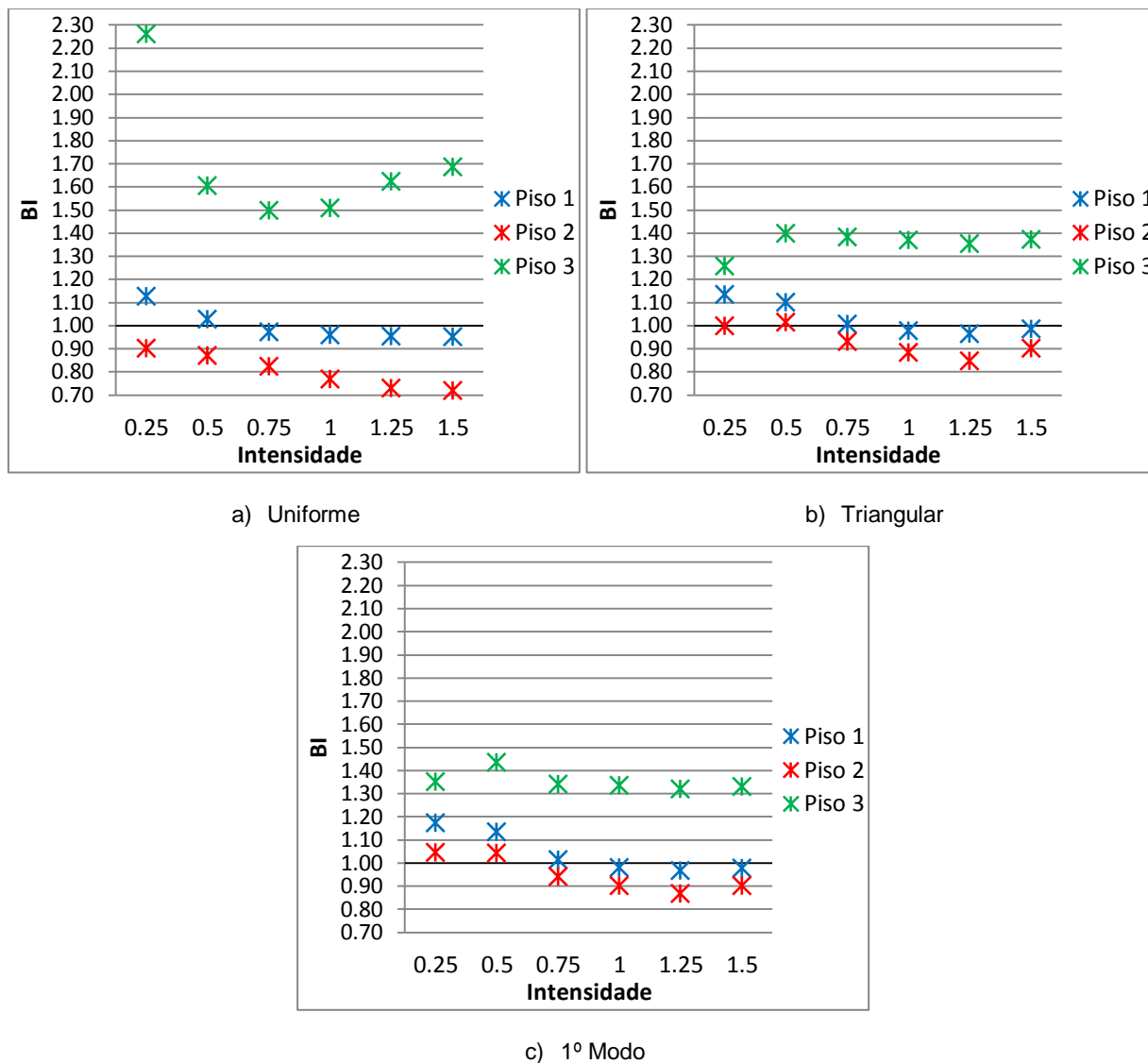


Figura 5.17 - BIs medianos dos momentos flectores por piso para cada perfil de carga aplicado

Nos momentos flectores por piso, os Pisos 1 e 2 apresentam BIs medianos próximos da unidade, não se afastando 0,30, enquanto que o Piso 3 é o que diverge muito mais, chegando a 2,26 no perfil de carregamento uniforme. Outro facto que pode ser observado é a distribuição dos BIs do triangular e 1º modo ser muito idêntica

⇒ Esforço Transverso por Piso

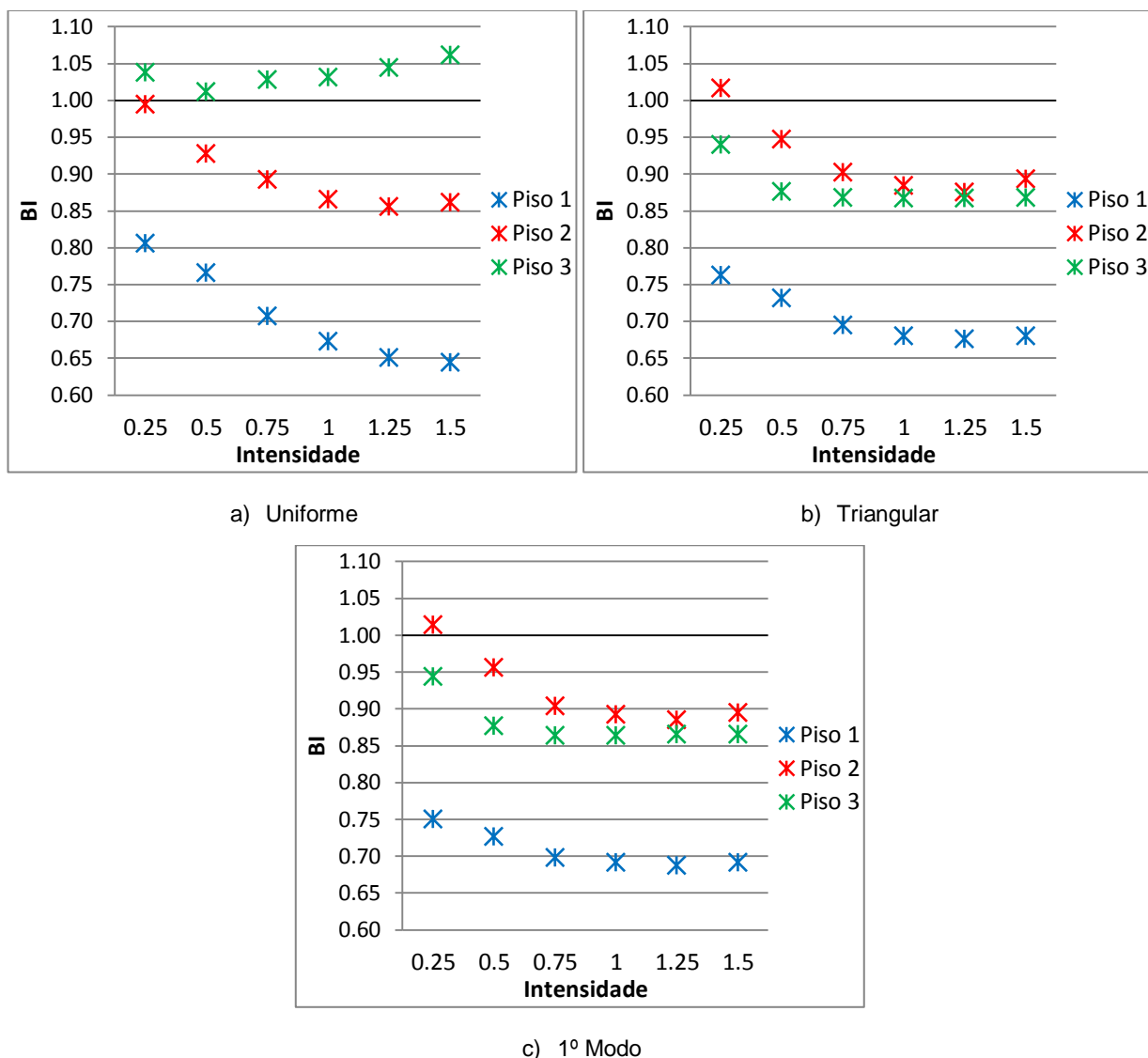


Figura 5.18 - BIs medianos dos esforços transversos por piso para cada perfil de carga aplicado

Os BIs medianos dos esforços transversos por piso são semelhantes nas três análises efectuadas, com excepção do Piso 3 para o perfil de carga uniforme que se aproxima mais do valor óptimo. Fora este último caso, os restantes BIs, de um modo geral, assumem valores inferiores a 1 que vão diminuindo com o aumento da intensidade sísmica, sendo o Piso 1 o que apresenta piores resultados chegando a atingir 0,64.

⇒ Global

Na Figura 5.19 podem ser observados os BIs medianos dos parâmetros estudados referentes aos três tipos de perfis de carga aplicados.

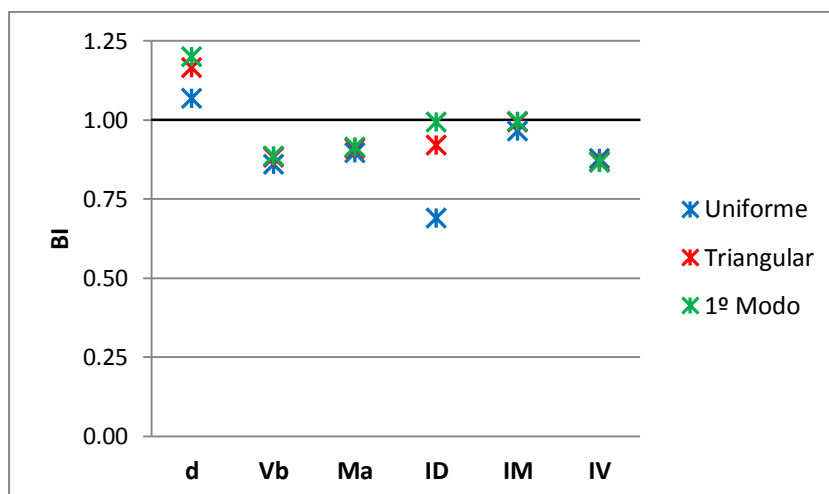


Figura 5.19 - BIs médios dos parâmetros estudados em cada perfil de carga aplicado

Observa-se que, qualquer que seja o parâmetro estrutural em análise e independentemente do perfil de carga, existe uma elevada semelhança entre as duas abordagens de não linearidade material. Verifica-se que os valores máximos e mínimos se situam entre os 1,25 e 0,75, respectivamente, com a exceção dos *drifts* entre pisos avaliados pelo perfil de carga uniforme. Refira-se ainda o facto de para o parâmetro Momentos por piso (IM) os BIs apresentarem um valor praticamente coincidente com a unidade.

5.4.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Depois de analisados os resultados obtidos pode-se verificar que:

- As análises efectuadas com recurso à modelação com não linearidade concentrada, na fase elástica, traduzem de igual forma a capacidade da estrutura, quando comparadas com as curvas obtidas com a modelação com não linearidade distribuída;
- Na fase inelástica, as curvas *pushover* apresentam valores inferiores, o que demonstra uma certa incapacidade em captar o comportamento da estrutura;
- Nos parâmetros de resposta, apesar de não apresentar BIs muito afastados da unidade, são praticamente todos inferiores a 1, sendo portanto os valores inferiores aos obtidos com o modelo de fibras;
- As diferenças existentes entre as duas abordagens de distribuição da não linearidade material estão associadas grandemente às leis de carregamento monotónico, definidas e caracterizadas inicialmente para cada secção e introduzidas na abordagem por rótulas plásticas, assim como à definição do comprimento das rótulas, que depende essencialmente da extensão da zona de plastificação das armaduras, mas também pode ser influenciado por outros fenómenos, *yield penetration* e inclinação das fendas de esforço transversal. Estas são de facto as principais dificuldades e desvantagens na utilização dos métodos que admitem a não linearidade material concentrada.

5.5. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DO EDIFÍCIO

5.5.1. MODELAÇÃO COM APLICAÇÃO DE MOLAS VERTICAIS E DE ROTAÇÃO

5.5.1.1. Aspectos Gerais

Tendo como âmbito a avaliação da influência das características do solo na modelação das estruturas para análise, foram utilizadas análises estáticas convencionais com carregamento proporcional ao 1º modo de vibração e cujas características dos solos correspondem às já referidas na Tabela 5.5.

De forma a comparar com a possibilidade de simplificação, considerando um solo rígido, foi utilizada uma análise já realizada na parte anterior do presente trabalho (SAP_1ºModo) sendo agora denominada de Solo A.

Na Tabela 5.8 são apresentadas as constantes de reacção elástica correspondentes ao deslocamento vertical, K_v , e rotação, K_θ , relativas a cada apoio da estrutura e solo utilizado.

Tabela 5.8 - Constantes de reacção elástica

| Solo | K_v [kN/m] | | | | K_θ [kN.m/rad] | | | |
|------|--------------|-----------|---------|---------|-----------------------|---------|---------|---------|
| | n111 | n211 | n311 | n411 | n111 | n211 | n311 | n411 |
| B | 994 384 | 1 195 774 | 890 010 | 890 010 | 246 171 | 488 048 | 161 107 | 161 107 |
| C | 99 438 | 119 577 | 89 001 | 89 001 | 24 617 | 48 805 | 16 111 | 16 111 |
| D | 9 943 | 11 958 | 8 900 | 8 900 | 2 461 | 4 880 | 1 611 | 1 611 |

5.5.1.2. Modos de Vibração

A Tabela 5.9 apresenta o período de vibração da estrutura e a percentagem de massa modal efectiva mobilizada dos dois primeiros modos de vibração referentes aos Solos B, C e D.

Tabela 5.9 - Propriedades modais

| Modo de Vibração | Solo B | | Solo C | | Solo D | |
|------------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|
| | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] |
| 1º | 0,376 | 80,693 | 0,474 | 86,594 | 0,795 | 78,123 |
| 2º | 0,115 | 13,723 | 0,135 | 11,211 | 0,211 | 16,289 |

Verifica-se que, para os dois modos de vibração, o período da estrutura aumenta à medida que a rigidez do solo diminui, confirmando mesmo esse facto quando comparado também com o solo rígido, Tabela 5.7.

Relativamente à massa modal efectiva, para o 1º modo de vibração, observa-se que aumenta do Solo A ao C, no entanto, no Solo D existe uma diminuição de cerca de 8%.

No 2º modo de vibração, a situação inverte-se, diminuindo a massa modal efectiva do Solo A ao C e no Solo D verifica-se um aumento de cerca de 5%.

5.5.1.3. Curvas *Pushover*

A Figura 5.20 demonstra a evolução das curvas *pushover* dos quatro solos utilizados.

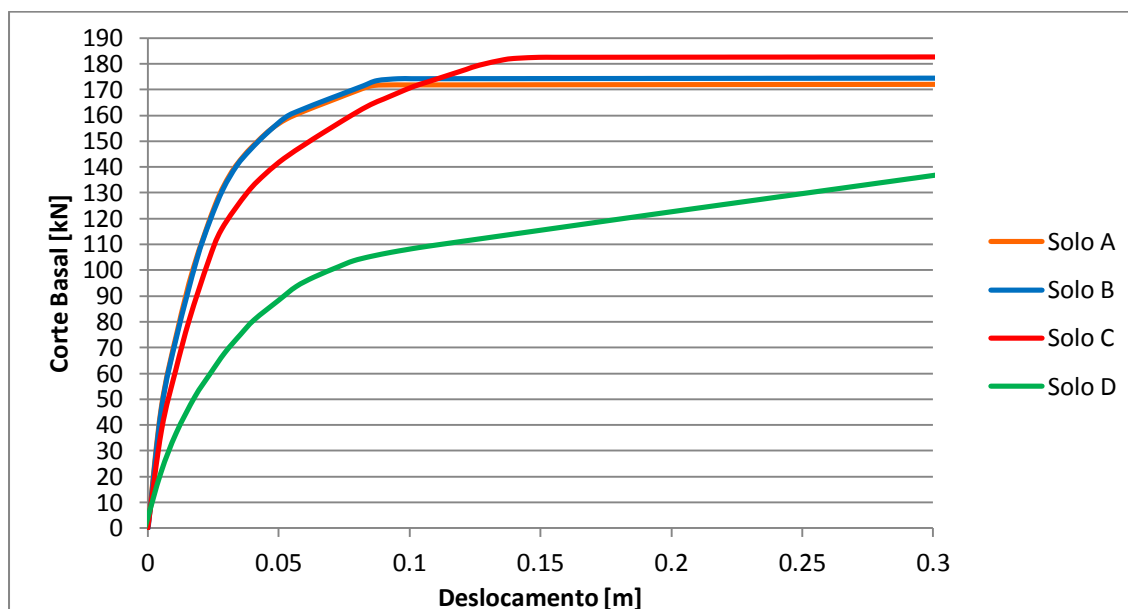


Figura 5.20 - Curvas *Pushover*

Após a observação das curvas *pushover*, verifica-se que a diferença entre o Solo B e o rígido é muito pequena, mas no entanto com a diminuição da rigidez do solo, constata-se maiores diferenças na capacidade da estrutura.

A curva *pushover* do Solo C, apesar de na fase inicial apresentar um percurso muito semelhante às dos solos mais rígidos, com a transição para a fase inelástica demonstra um aumento da capacidade estrutural, onde passa a suportar maiores deslocamentos e um ligeiro aumento no corte basal.

O Solo D provoca uma diminuição da capacidade estrutural, onde é evidente a diminuição da rigidez da estrutura logo desde a fase inicial, resultado da diferente distribuição de esforços internos na estrutura devido à maior flexibilidade introduzida na ligação entre o solo e a estrutura (fundações).

5.5.1.4. Parâmetros de Resposta

Em anexo (Figuras A.41 a A.47), encontram-se os valores absolutos obtidos na análise de referência, Solo A.

Os BIs traduzem a validade das análises com solos de rigidez limitada (numerador) quando comparados com o solo rígido (denominador). Estes valores são apresentados a seguir nas Figuras 5.21 a 5.26.

⇒ Deslocamento do Topo

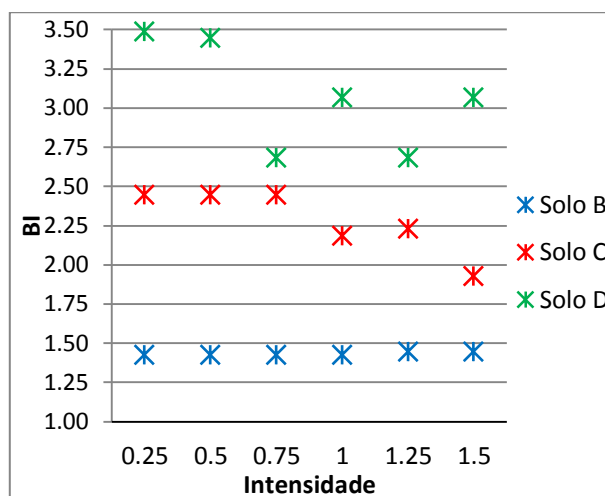


Figura 5.21 - BIs medianos dos deslocamentos do topo

Após a observação dos BIs medianos dos deslocamentos do topo, é notório que o Solo B é o que obtém valores mais próximos do solo rígido e os mais afastados são os do Solo D.

O Solo B apresenta BIs praticamente constantes ao longo das intensidades, no entanto ultrapassam os 1,42. Já o Solo C atinge 2,44 nas três intensidades mais baixas e nas mais elevadas esses valores diminuem. O Solo D alcança valores de deslocamentos do topo quase 3,5 vezes superiores ao solo de referência nas duas primeiras intensidades e apresenta reduções nas restantes.

⇒ Corte Basal

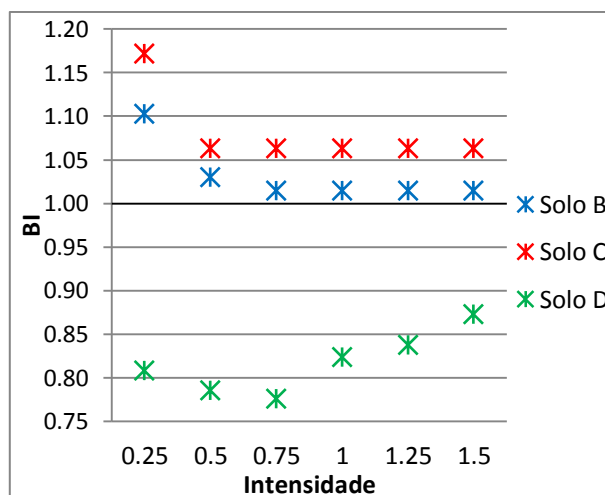


Figura 5.22 - BIs medianos dos cortes basais

Relativamente ao corte basal, os Solos B e C têm comportamentos bastante semelhantes ao longo das intensidades, apresentando valores de BIs relativamente constantes, com exceção na intensidade mais baixa, onde os BIs são um pouco superiores.

Ambos os solos obtêm valores dos cortes basais muito próximos aos do Solo A, apresentando BIs que não chegam a atingir 1,07, com excepção da primeira intensidade, como referido acima, sendo o Solo B o que apresenta resultados mais próximos do solo de referência.

Contrariamente aos solos primeiramente referidos, o Solo D apresenta BIs que indicam que os resultados obtidos apresentam valores inferiores ao solo de referência, sendo também muito mais afastados em valores absolutos, atingindo BIs medianos de cerca de 0,77.

⇒ Momentos Flectores por Apoio

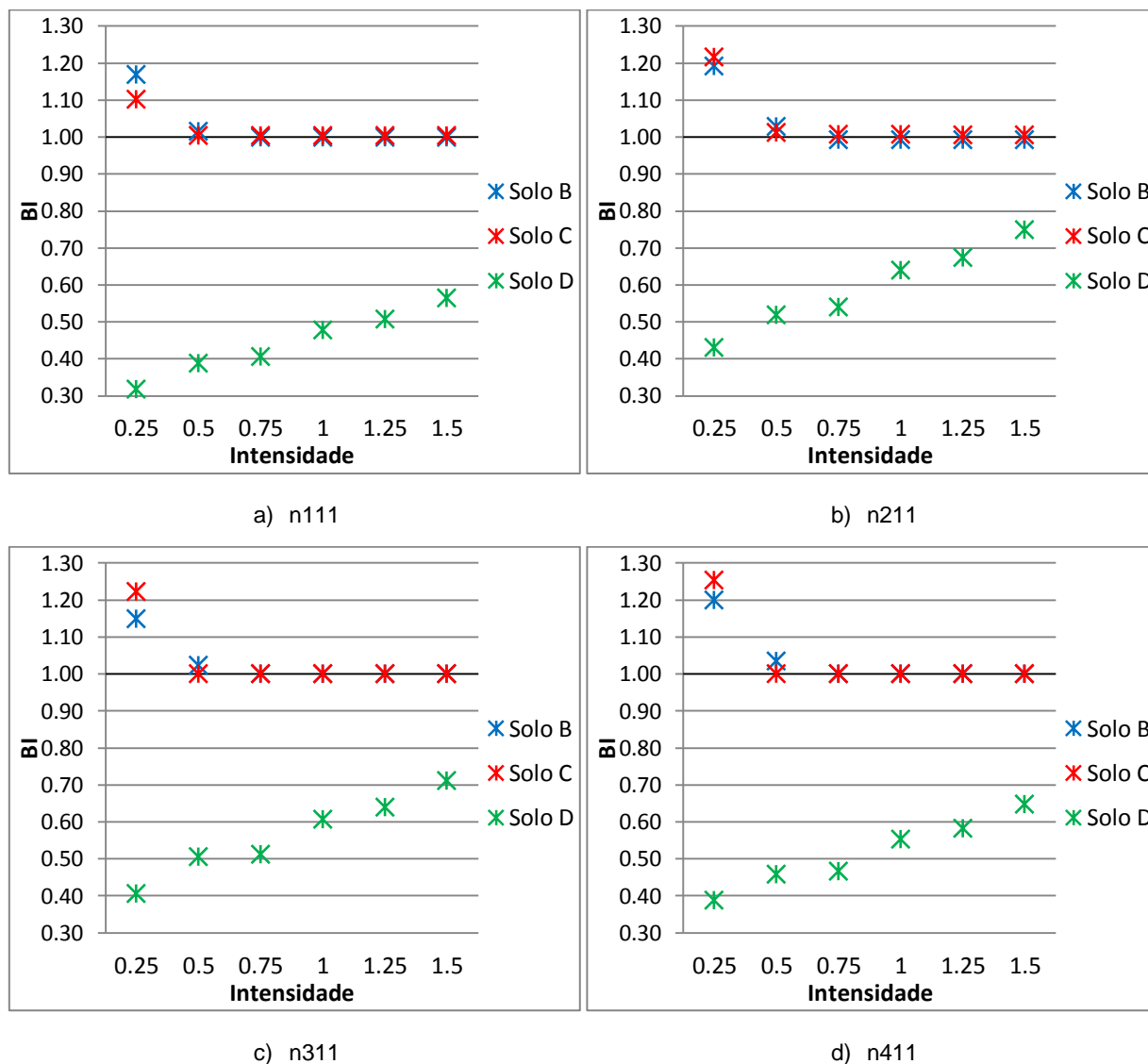


Figura 5.23 - BIs medianos dos momentos flectores de cada apoio

A distribuição dos BIs medianos dos momentos flectores de cada apoio dos três solos é muito semelhante.

Os Solos B e C apresentam valores praticamente iguais a 1, salvo na intensidade com factor de 0,25 que também não chega a atingir os 1,22.

Quanto ao Solo D, é o que apresenta resultados mais díspares devido à elevada flexibilidade, sendo os seus momentos flectores em cada apoio bastante inferiores aos do Solo A, chegando a apresentar valores quase 30% inferiores, situação que no entanto vai diminuindo à medida que a intensidade sísmica aumenta.

⇒ *Drift* entre Pisos

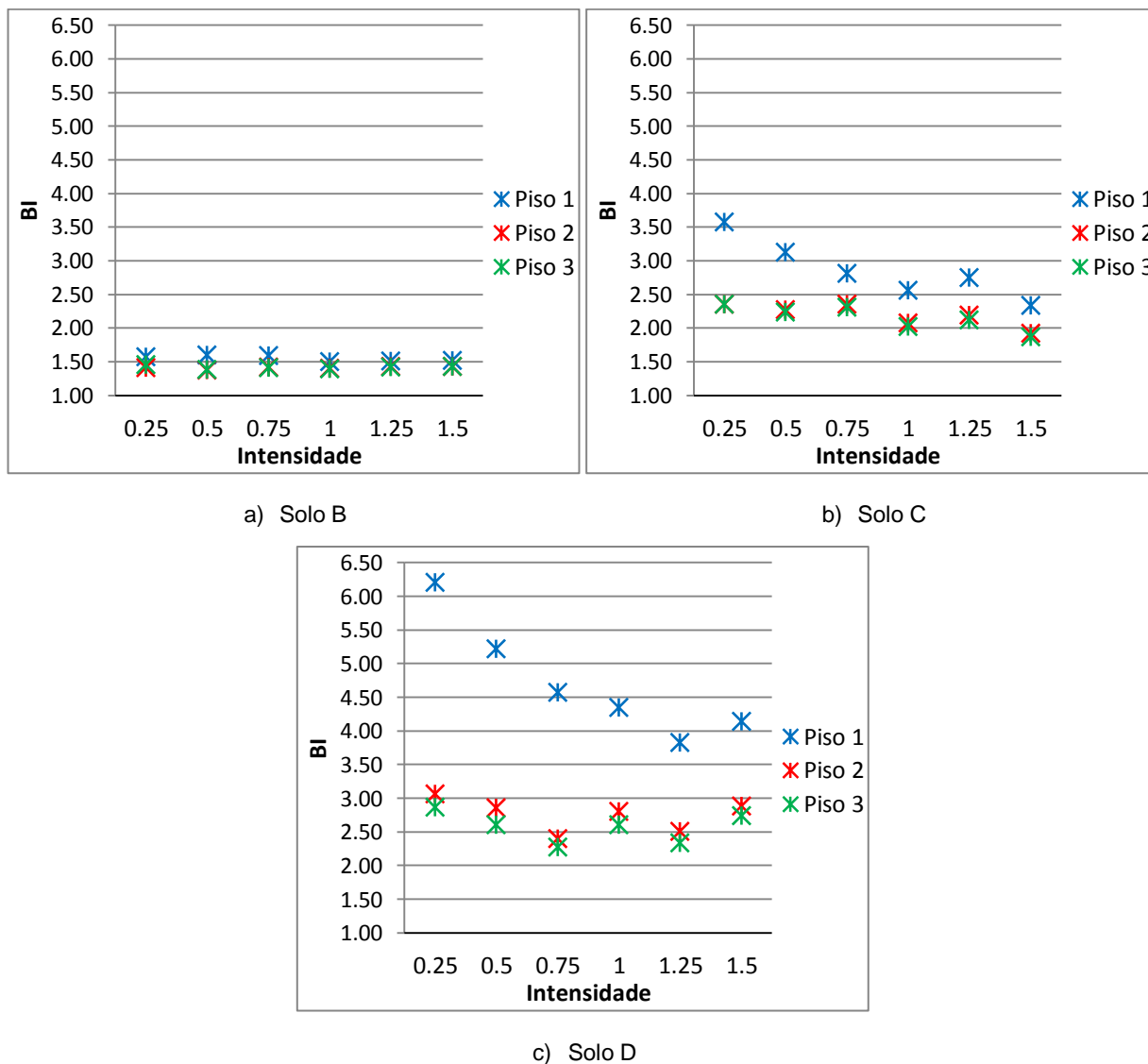


Figura 5.24 - BIs medianos dos *drifts* entre pisos para cada solo utilizado

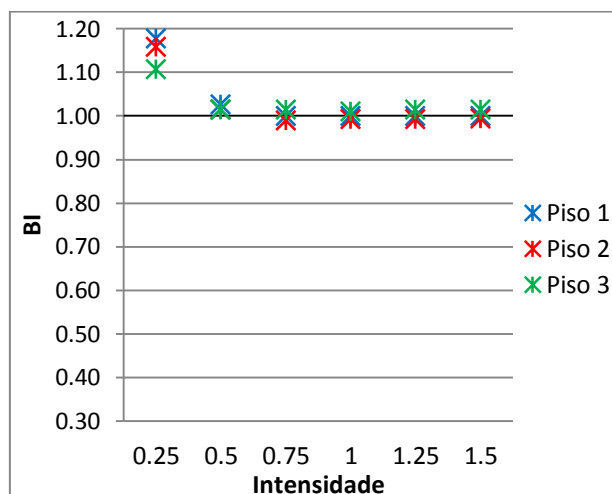
Os BIs medianos dos *drifts* entre pisos do Solo B são os que mais se aproximam do valor unitário, apresentando uma distribuição relativamente uniforme ao longo das intensidades a nível dos três pisos, sendo os seus valores todos muito próximos, a rondar os 1,5, com apenas uma pequena distinção do Piso 1 que apresenta valores ligeiramente superiores aos restantes.

Avançando a observação para os Solos C e D torna-se evidente o aumento dos BIs com a diminuição da rigidez dos solos. Os Pisos 2 e 3 continuam a apresentar valores próximos em cada intensidade,

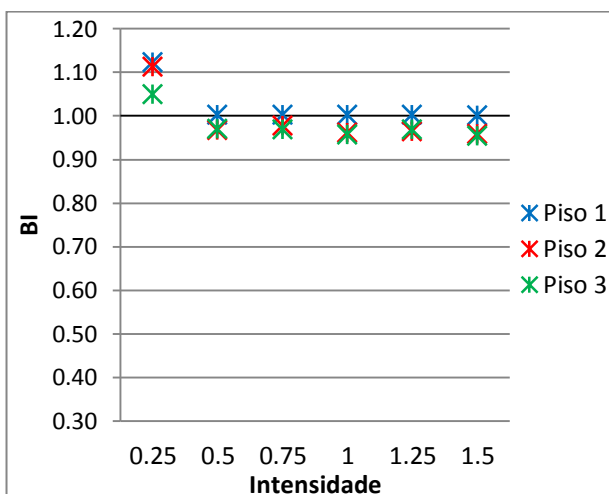
com quantidades mais ou menos regulares em cada solo. Quanto ao Piso 1, é o que apresenta valores mais elevados em relação ao Solo A, atingindo resultados mais de 3,5 vezes e 6 vezes superiores nos Solos C e D, respectivamente, para a intensidade mais baixa, embora esses BIs diminuam com o aumento da intensidade. Este facto, após a análise dos pontos de desempenho obtidos, é justificado através da diferença das fases em que a estrutura se encontra nestes solos mais flexíveis e no solo rígido. Principalmente no Solo D, é visível que se encontra em fase inelástica, enquanto que o solo de referência ainda se encontra em fase elástica. Esta evidência está em concordância com os pontos de desempenho que, para a mesma intensidade, no Solo D correspondem sempre a um deslocamento superior ao registado para o solo rígido. Refira ainda que o piso inferior é aquele onde é mais notório este aspecto devido à estrutura assumir um mecanismo do tipo *soft-storey*.

Uma vez mais verifica-se que é para valores de rigidezes próximos da ordem de grandeza dos admitidos para o Solo D que a distribuição de esforços internos na estrutura é mais importante, provocando diferenças acentuadas que se comprovam com os valores dos índices BI para os três pisos distintos do valor unitário.

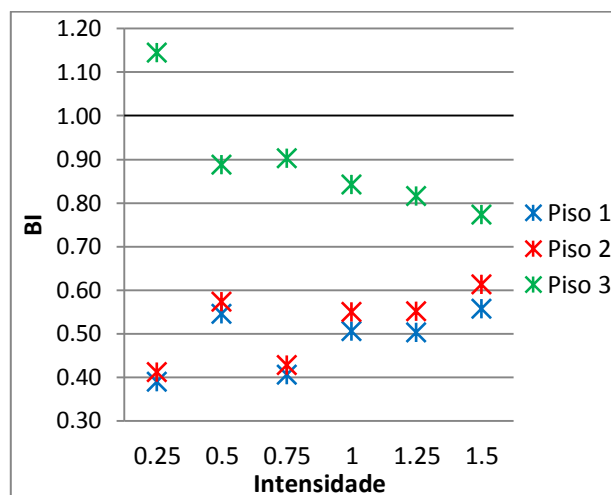
⇒ Momentos Flectores por Piso



a) Solo B



b) Solo C



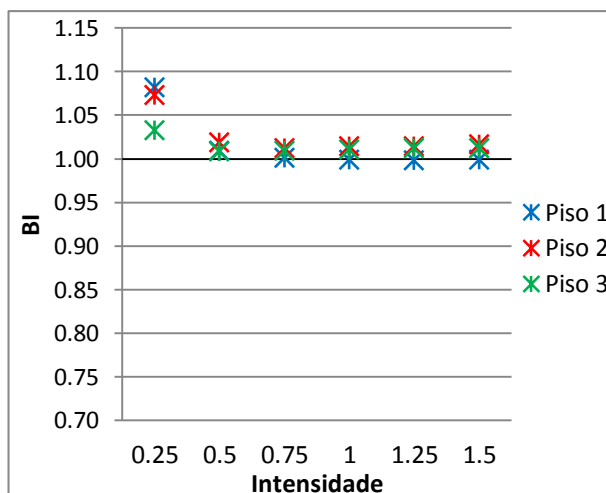
c) Solo D

Figura 5.25 - BIs medianos dos momentos flectores por piso para cada solo utilizado

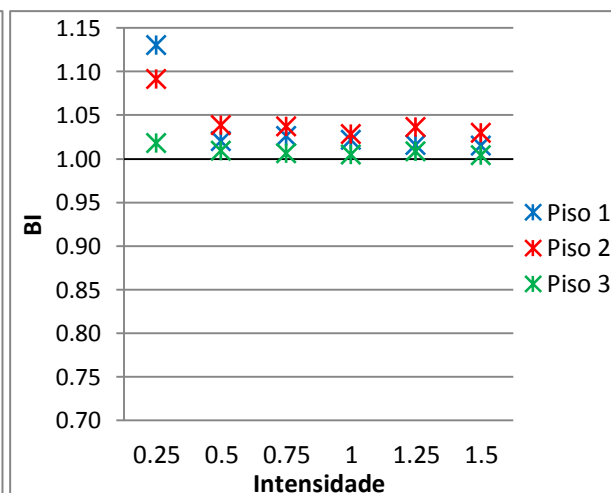
Observando os BIs medianos dos momentos flectores por piso verifica-se que nos Solos B e C os valores encontram-se todos próximos do valor de referência, salvo na intensidade mais baixa que mesmo assim não chega a ultrapassar 0,16 acima da unidade.

Já em relação ao Solo D, mais uma vez, a distribuição muda bastante. O Piso 3 é o que obtém valores mais próximos do solo de referência, no entanto ainda apresenta diferenças superiores a 20%. Os Pisos 1 e 2 demonstram BIs medianos aproximados entre eles em cada intensidade, sendo na mais baixa de cerca de 0,40 e na mais alta de 0,61 no Piso 2, que é o mais próximo do Solo A quando comparado com os BIs do Piso 1.

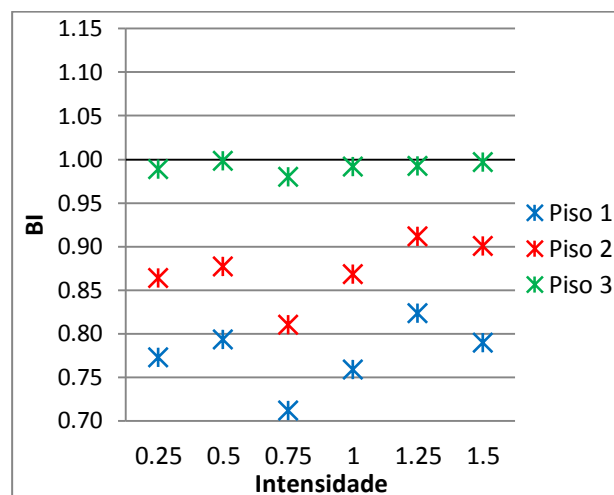
⇒ Esforço Transverso por Piso



a) Solo B



b) Solo C



c) Solo D

Figura 5.26 - BIs medianos dos esforços transversos por piso para cada solo utilizado

No caso do esforço transversal por piso, a situação é bastante semelhante à dos momentos flectores.

Nos dois primeiros solos apenas se evidencia uma maior uniformidade dos BIs do Piso 3, a qual também é verificada no Solo D, apresentando valores muito próximos da unidade. Neste terceiro solo, os BIs dos Pisos 1 e 2 distam mais ou menos o mesmo valor em cada intensidade, sendo sempre inferiores a 1, onde o Piso 1 o que demonstra valores mais baixos.

⇒ Global

Os BIs medianos dos parâmetros estudados referentes a cada solo encontram-se na Figura 5.27.

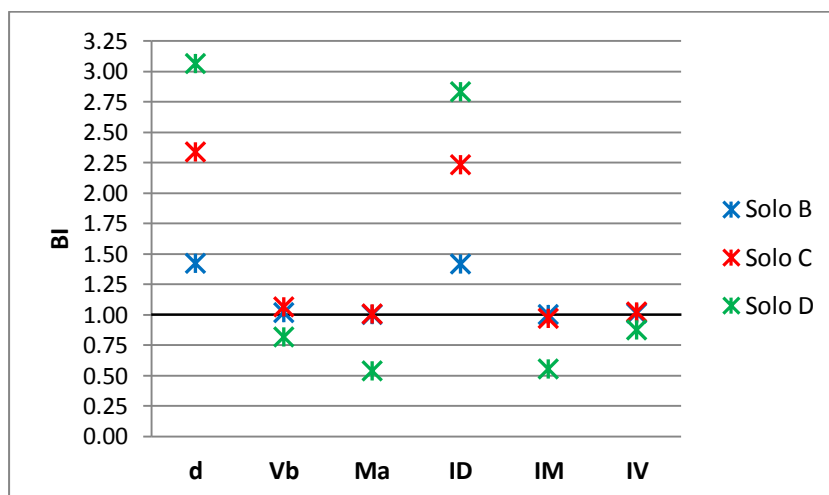


Figura 5.27 - BIs medianos dos parâmetros estudados em cada solo utilizado

Observando o gráfico global dos BIs medianos, verifica-se que a nível dos esforços transversos, na base (Vb) e por piso (IV), e momentos flectores, por apoio (Ma) e por piso (IM), os Solos B e C

apresentam valores quase iguais aos de referência e os do Solo D inferiores, sendo os Bls mais baixos a nível dos momentos flectores, de cerca de 0,55.

A nível de deslocamentos do topo (d) e *drifts* entre pisos (ID) é onde se observa maior discrepância de Bls medianos, onde se vão afastando da unidade à medida que a rigidez dos solos vai diminuindo, apresentando o Solo D valores medianos de deslocamentos do topo 3 vezes superiores aos do solo rígido.

5.5.1.5. Discussão dos Resultados

Depois de analisados os resultados obtidos pode-se verificar que:

- A deformabilidade do solo influencia a capacidade estrutural, provocando uma diminuição da rigidez inicial da estrutura;
- Relativamente aos parâmetros de resposta, verifica-se que a influência do aumento da flexibilidade das fundações é mais evidente nas quantidades baseadas em deformações, casos de deslocamentos do topo e *drifts* entre pisos, mesmo para pequenas variações na rigidez do solo (caso do Solo B). Contudo, grandezas baseadas em forças apresentam uma sensibilidade menor às variações da flexibilidade da ligação solo-estrutura, o que pressupõe que a alteração da distribuição de esforços na estrutura é também menos sensível, sendo notória apenas para valores próximos dos admitidos para o Solo D;
- As constatações tecidas deverão contudo ser validadas para diferentes estruturas de modo a avaliar se não são dependentes do edifício considerado.

5.5.2. MODELAÇÃO COM INTRODUÇÃO DE MOLAS HORIZONTAIS

5.5.2.1. Aspectos Gerais

De forma a avaliar a importância da inclusão do movimento horizontal da estrutura, foram repetidas as análises do ponto anterior do trabalho, 5.5.1, tendo sido adicionadas molas horizontais aos apoios do pórtico. Os valores das constantes de reacção elástica correspondentes ao deslocamento horizontal, K_h , utilizadas são apresentados a seguir, Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Constantes de reacção elástica

| Solo | K_h [kN/m] | | | |
|------|--------------|---------|---------|---------|
| | n111 | n211 | n311 | n411 |
| B | 331 462 | 398 591 | 296 670 | 296 670 |
| C | 33 146 | 39 859 | 29 667 | 29 667 |
| D | 3 315 | 3 986 | 2 967 | 2 967 |

5.5.2.2. Modos de Vibração

Para os dois primeiros modos de vibração dos novos Solos B a D, são apresentados na Tabela 5.11 os respectivos períodos de vibração da estrutura e percentagens de massa modal efectiva mobilizada.

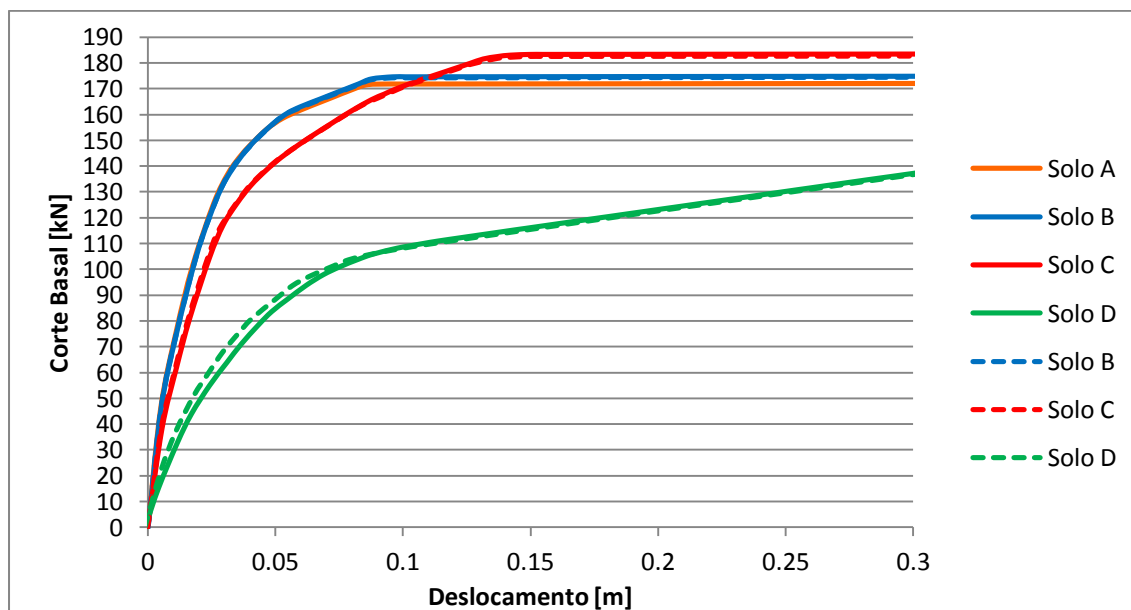
Tabela 5.11 - Propriedades modais

| Modo de Vibração | Solo B | | Solo C | | Solo D | |
|------------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|
| | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] |
| 1º | 0,379 | 81,453 | 0,502 | 89,623 | 0,944 | 89,717 |
| 2º | 0,117 | 13,716 | 0,147 | 9,331 | 0,294 | 9,923 |

Os resultados são muito semelhantes aos obtidos sem aplicação das molas horizontais, Tabela 5.9, no caso dos Solos B e C, onde no segundo apenas se observa um ligeiro aumento dos períodos de vibração e massa modal efectiva mobilizada no 1º modo de vibração da estrutura. Quanto ao Solo D, apresenta um aumento significativo do período e massa modal efectiva mobilizada no 1º modo de vibração, amplificando o afastamento da situação do solo rígido, e no 2º modo apresenta uma diminuição de cerca de 6% de massa modal efectiva.

5.5.2.3. Curvas *Pushover*

A evolução das curvas *pushover* é apresentada na Figura 5.28, onde as linhas a traço contínuo indicam as curvas dos solos obtidas nesta parte do estudo e as a tracejado demonstram, a título comparativo, as curvas obtidas anteriormente, sem aplicação de molas horizontais.

Figura 5.28 - Curvas *Pushover*

Após a observação gráfica, verifica-se que as diferenças entre as curvas de cada solo é praticamente nula, pese embora as diferenças constatadas nas características modais do Solo D.

5.5.2.4. Parâmetros de Resposta

Os valores dos BIs que expõem a relevância das análises efectuadas com a permissão dos movimentos horizontais da estrutura (numerador) em comparação com as realizadas com o solo com rigidez infinita (denominador) encontram-se em anexo (Figuras A.55 a A.65), visto serem muito semelhantes às apresentadas anteriormente, na secção 5.5.1.4.

⇒ Global

Na Figura 5.29 são apresentados os BIs medianos dos parâmetros estudados referentes aos solos utilizados.

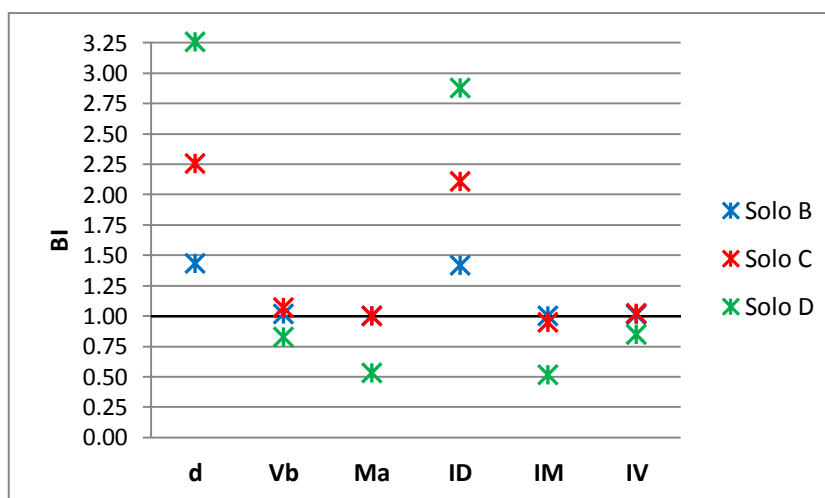


Figura 5.29 - BIs medianos dos parâmetros estudados em cada solo utilizado

A distribuição dos BIs medianos apresentados, como era de esperar, é bastante semelhante à conseguida com o movimento horizontal da estrutura bloqueado, Figura 5.27, apenas se notando uma ligeira variação dos BIs medianos dos deslocamentos do topo (d) e *drifts* entre pisos (ID), mantendo-se contudo idênticas constatações e conclusões.

5.5.2.5. Discussão dos Resultados

Depois de analisados os resultados obtidos pode-se verificar que:

- A permissão do movimento horizontal da estrutura, efectuada através da aplicação de molas horizontais, não tem influência (significativa) na capacidade e no desempenho estrutural.

5.5.3. MODELAÇÃO SIMPLIFICADA

5.5.3.1. Aspectos Gerais

Na presente secção utiliza-se a proposta apresentada por Cofer *et al* [67], que no seu estudo admitiu, empiricamente, um conjunto de valores de rigidezes para as molas horizontais, verticais e de rotação. Assim, a avaliação da validade da presente proposta, designada pelo autor de modelo D01, foram

utilizados os mesmos tipos de solos e, nas modelações para as análises, aplicados os coeficientes do referido método, Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Constantes de reacção elástica

| Solo | K_v [kN/m] | K_θ [kN.m/rad] | K_h [kN/m] |
|------|--------------|-----------------------|--------------|
| B | 3 233 016 | 6 368 955 | 2 849 489 |
| C | 937 454 | 1 846 172 | 826 248 |
| D | 172 167 | 338 954 | 151 747 |

5.5.3.2. Modos de Vibração

Na Tabela 5.13, referentes aos três novos solos, B, C e D, estão expostos os valores dos períodos de vibração e as percentagens de massa modal efectiva dos primeiros modos de vibração da estrutura.

Tabela 5.13 - Propriedades modais

| Modo de Vibração | Solo B | | Solo C | | Solo D | |
|------------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|-------------|--------------------------|
| | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] | Período [s] | Massa Modal Efectiva [%] |
| 1º | 0,358 | 78,172 | 0,364 | 78,755 | 0,395 | 81,280 |
| 2º | 0,109 | 14,116 | 0,111 | 14,293 | 0,120 | 14,582 |

Os períodos de vibração da estrutura e massas modais efectivas mobilizadas aumentam ligeiramente com a diminuição da rigidez dos solos, pouco se afastando do comportamento do solo rígido. Assim, não serão de esperar diferenças significativas no comportamento global da estrutura.

5.5.3.3. Curvas *Pushover*

Na Figura 5.30 estão apresentadas as curvas *pushover* dos três tipos de solos utilizados neste ponto do trabalho e também a curva referente ao Solo A, que continua a ser usado como referência.

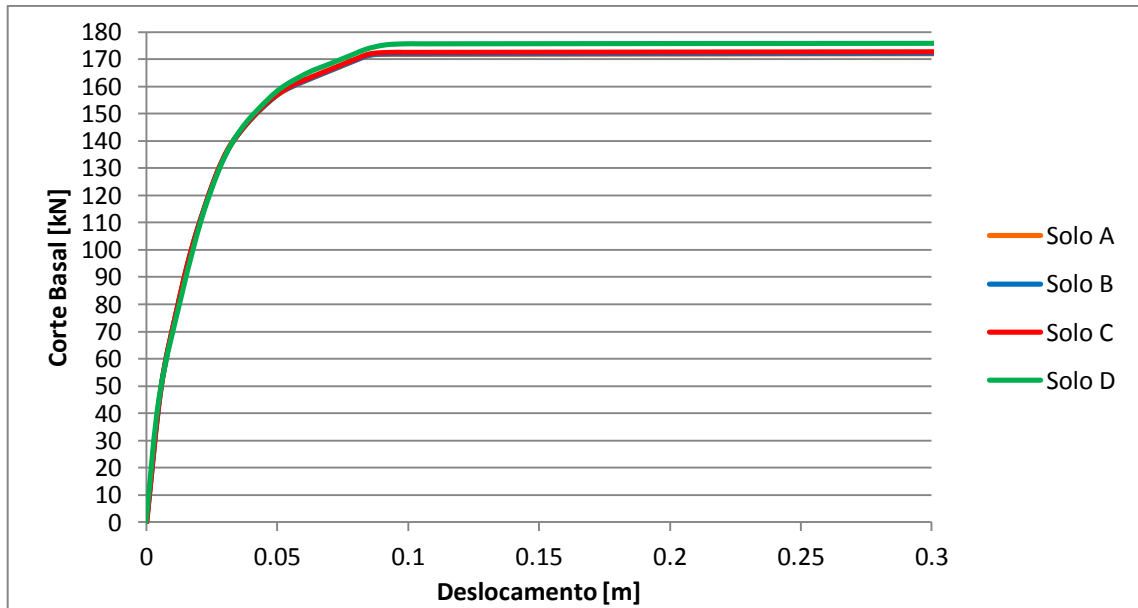


Figura 5.30 - Curvas *Pushover*

Após a observação gráfica das curvas *pushover*, verifica-se que as diferenças entre estas são praticamente inexistentes, distinguindo-se apenas a referente ao Solo D com somente mais 3kN de corte basal máximo, como já seria de esperar devido à semelhança existente na resposta modal da estrutura para os vários solos.

5.5.3.4. Parâmetros de Resposta

Nas Figuras 5.31 a 5.36 encontram-se os BIs resultantes da comparação dos valores obtidos nas análises onde foram aplicadas as molas tabeladas do método (numerador) com a situação de solo rígido (denominador).

⇒ Deslocamento do Topo

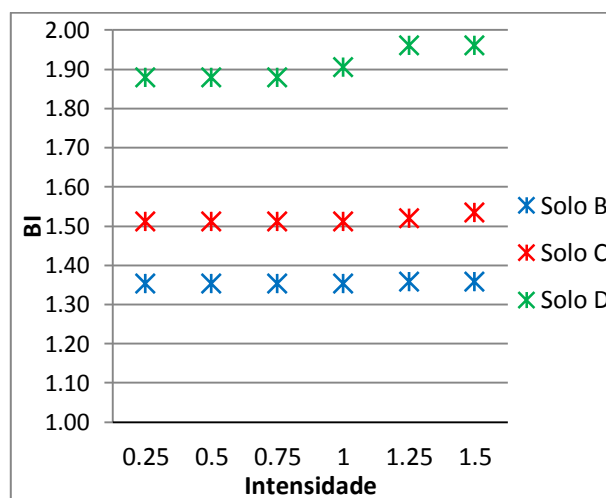


Figura 5.31 - BIs medianos dos deslocamentos do topo

Os BIs medianos dos deslocamentos do topo apresentam valores constantes até à intensidade com factor unitário, onde a partir desta aumentam ligeiramente nos Solos B e C e um pouco mais no Solo D, onde a variação não chega a 0,09.

Quanto menos rígido é o solo, mais se afasta do solo de referência, apresentando o Solo B BIs de cerca de 1,35 e o Solo D de 1,96 na intensidade máxima.

Refira-se que embora fosse de supor também nesta análise local a correspondência na resposta entre todos os solos, tal não é constatado devido ao facto de ter sido considerado como acção os mesmos espectros de resposta reais mas amplificados pelo respectivo coeficiente do solo (1,35, 1,5 e 1,8, para os Solos B, C e D, respectivamente).

⇒ Corte Basal

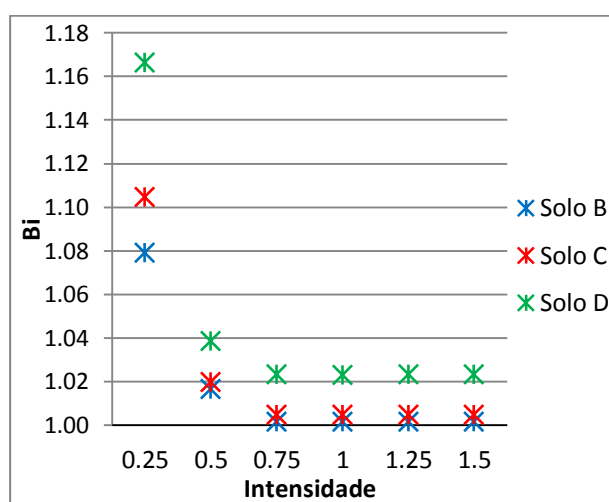


Figura 5.32 - BIs medianos dos cortes basais

Relativamente aos BIs medianos dos cortes basais, os valores são todos muito próximos ao valor óptimo, apesar de na intensidade mais baixa serem um pouco mais dispersos, atingindo o Solo D quase 1,17. Este é o solo com resultados mais afastados do Solo A, sendo o Solo B o que obtém valores mais próximos, encontrando-se os do Solo C também muito juntos.

O efeito da amplificação espectral devido ao tipo de solo é quase imperceptível para quantidades baseadas em forças, em particular para as intensidades superiores e para os esforços transversos dado que o ponto de desempenho é obtido pela intersecção entre o espectro de resposta e a curva de capacidade numa zona da curva de capacidade próxima do patamar pós-cedência.

⇒ Momentos Flectores por Apoio

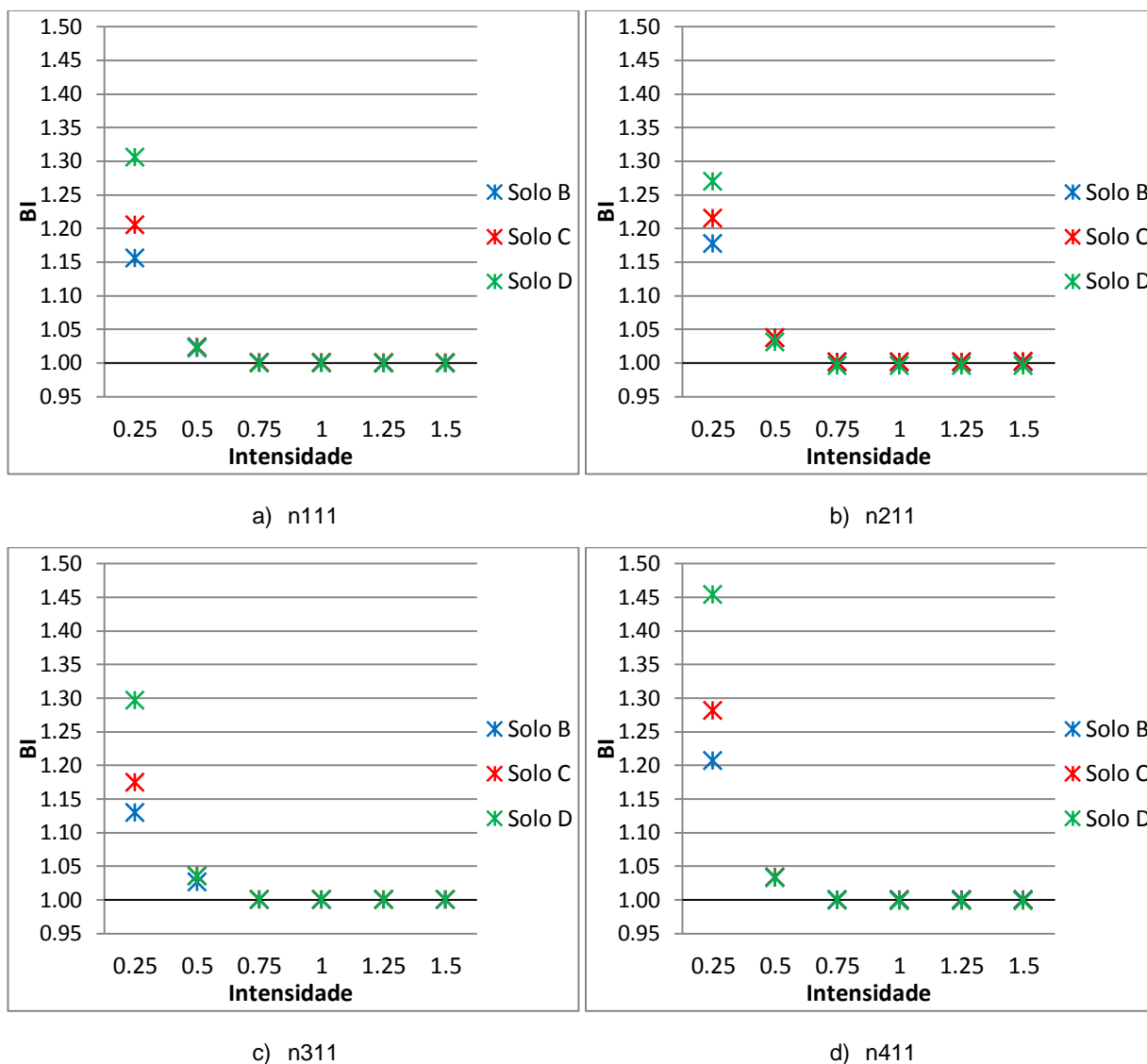


Figura 5.33 - BIs medianos dos momentos flectores de cada apoio

No caso dos momentos flectores por apoio, a dispersão gráfica dos BIs medianos é semelhante em todos os apoios. Com excepção da intensidade mais baixa, não se verificam diferenças notórias entre os solos, apresentando, principalmente a partir da terceira intensidade, valores praticamente iguais à unidade.

Na primeira intensidade é onde os solos apresentam variação dos BIs, podendo observar o aumento da diferença com o Solo A à medida que a rigidez de cada solo diminui. A maior dispersão é verificada no apoio correspondente ao nó n411, que se localiza no lado oposto à aplicação das cargas, atingindo o Solo D um BI de 1,45.

⇒ *Drift* entre pisos

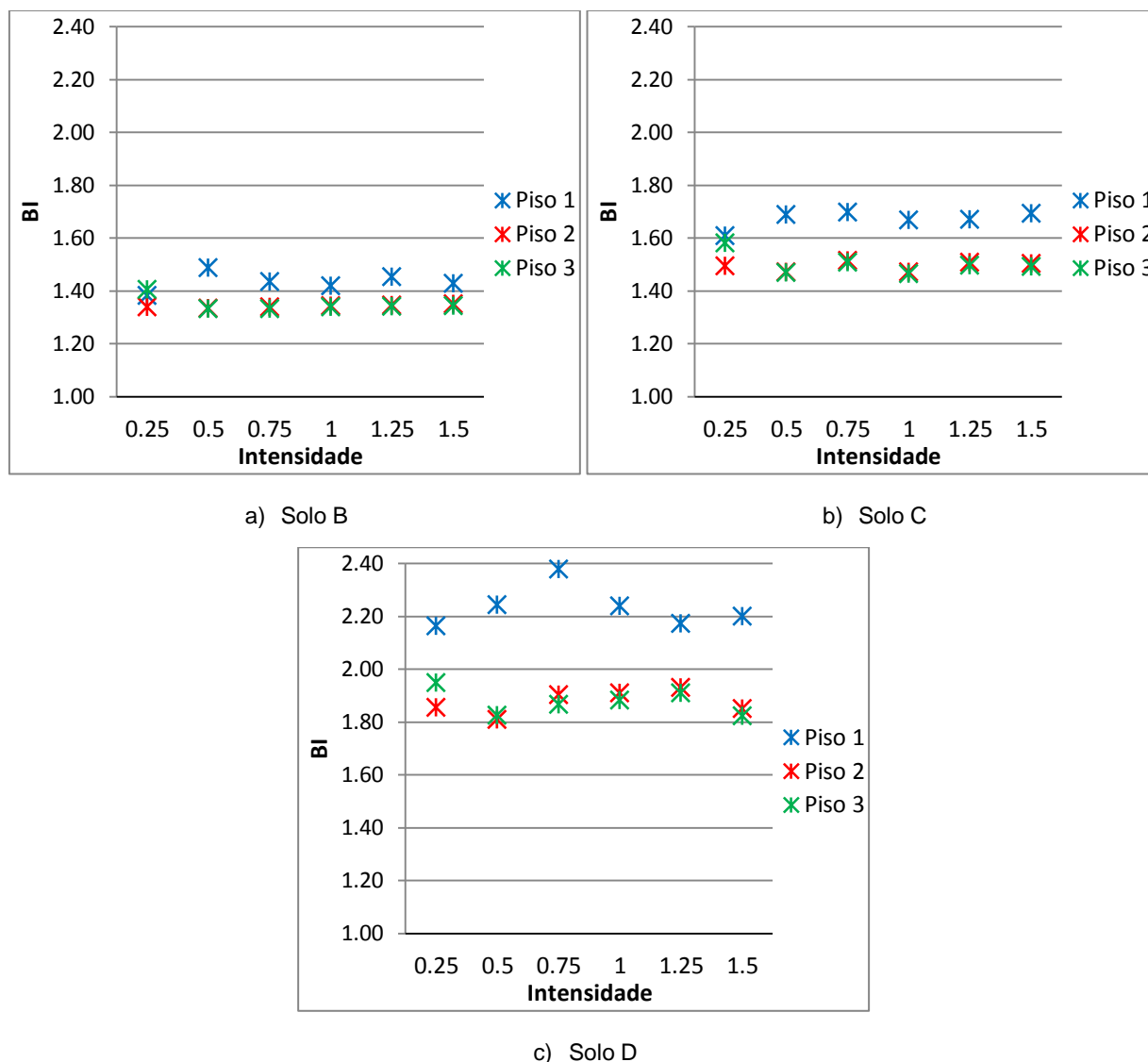


Figura 5.34 - BIs medianos dos *drifts* entre pisos para cada solo utilizado

Os BIs medianos dos *drifts* entre pisos demonstram o aumento do distanciamento do valor óptimo à medida que diminui a rigidez dos solos.

Os Pisos 2 e 3 apresentam valores muito próximos entre eles, mas nunca inferiores a 1,33 e sempre superiores a 1,82 no Solo D. O Piso 1 é o que apresenta valores mais afastados dos do Solo A, obtendo BIs próximos dos restantes pisos no Solo B, mas, no entanto, atinge 2,37 no Solo D, onde todos os valores são superiores a 2,16.

⇒ Momentos Flectores por Piso

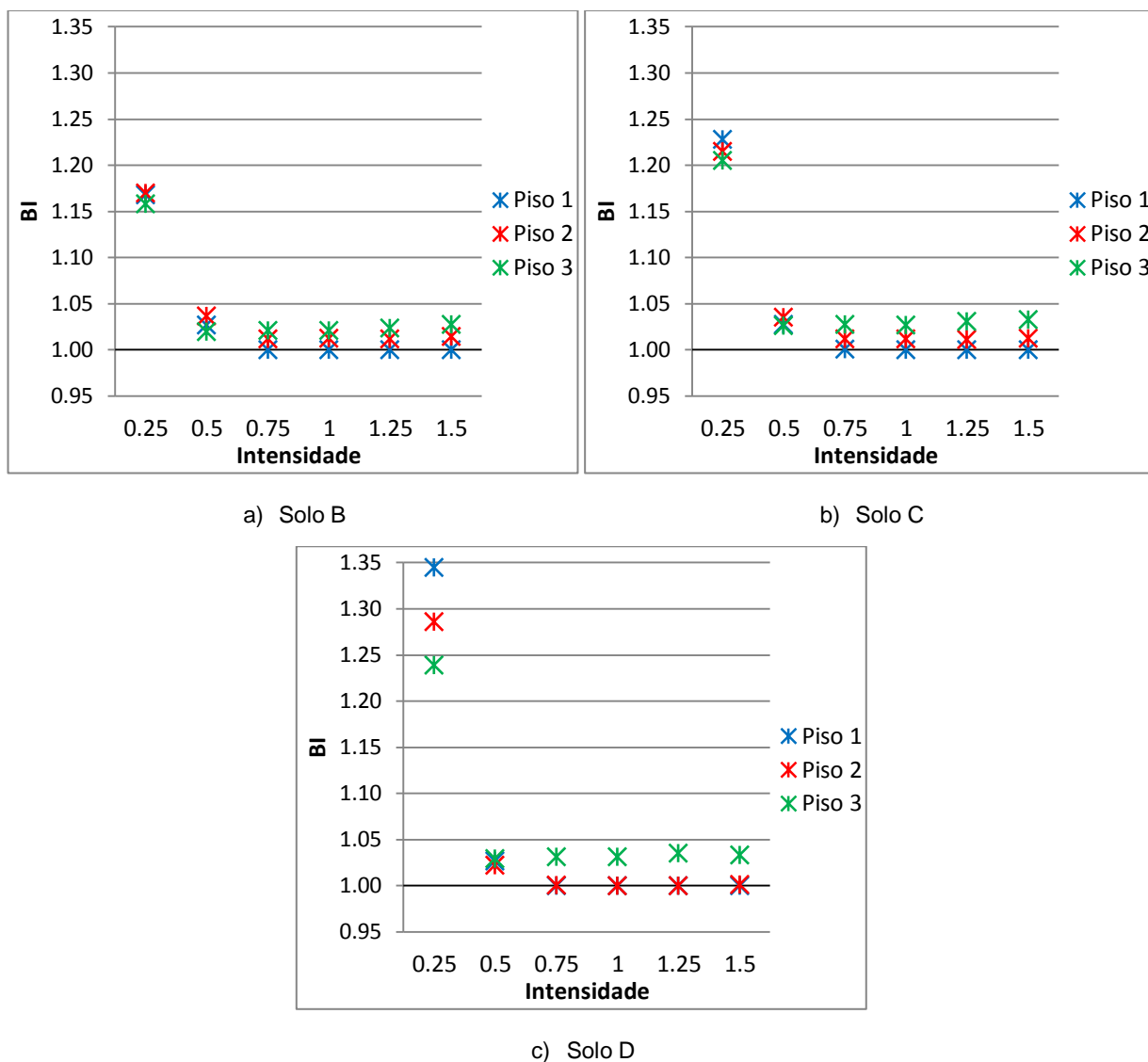
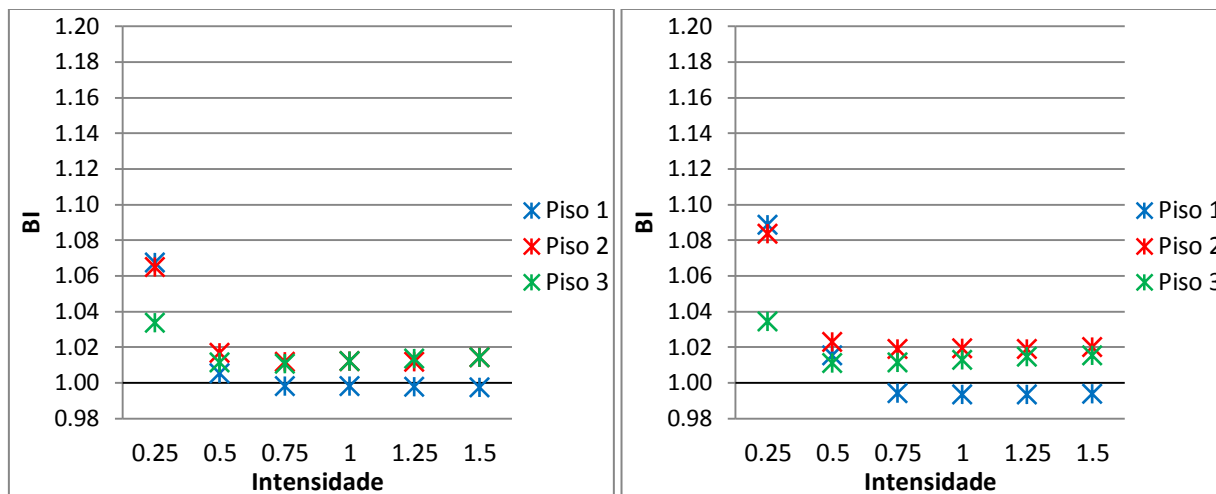


Figura 5.35 - BIs medianos dos momentos flectores por piso para cada solo utilizado

Nos três solos, a partir da intensidade com factor de 0,75 é verificada uma distribuição uniforme dos BIs medianos dos momentos flectores por piso, onde são muito próximos de 1. O Piso 3 é o que se situa um pouco mais afastado, com BI de cerca de 1,03.

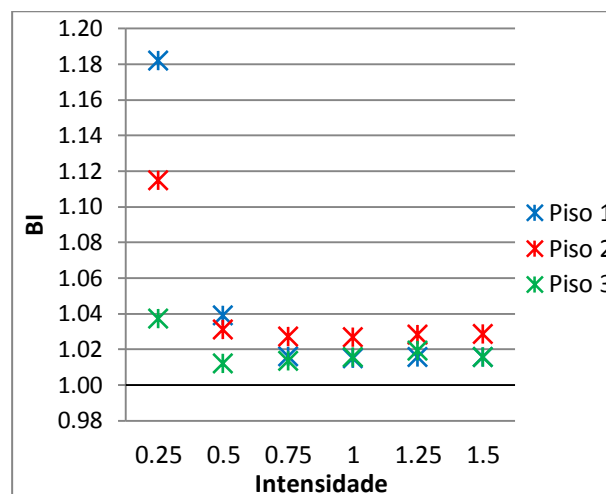
Esta situação começa a ser invertida quando diminui a intensidade e a rigidez do solo. Verifica-se claramente no Solo D que neste caso o Piso 3 é o que obtém valores mais próximos dos do Solo A e existe maior dispersão de BIs entre pisos, atingindo o Piso 1 1,34.

⇒ Esforço Transverso por Piso



a) Solo B

b) Solo C



c) Solo D

Figura 5.36 - BIs medianos dos esforços transversos por piso para cada solo utilizado

A disposição dos BIs medianos dos esforços transversos por piso é idêntica ao ponto anterior, revelando uma distribuição uniforme a partir da terceira intensidade, com valores quase ótimos. Nas intensidades mais baixas, os valores afastam-se um pouco, principalmente no Piso 1 da análise com o Solo D, onde atinge 1,18.

⇒ Global

A Figura 5.37 apresenta os BIs medianos dos parâmetros estudados dos três tipos de solos em estudo.

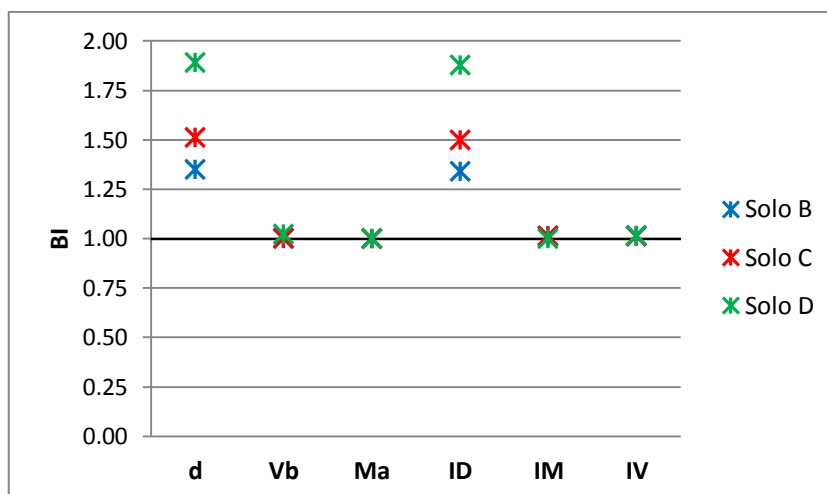


Figura 5.37 - BIs medianos dos parâmetros estudados em cada solo utilizado

Os BIs medianos referentes a esforços transversos (Vb e IV) e momentos flectores (Ma e IM) apresentam-se na proximidade da unidade, portanto os valores dos três solos são medianamente iguais aos do solo rígido.

Em termos de deslocamentos (d e ID), o Solo B já apresenta BIs de cerca de 1,35, o Solo C de cerca de 1,50 e o Solo D chega a atingir 1,89, valores estes que são semelhantes aos coeficientes dos solos utilizados.

Comparativamente aos valores obtidos nos pontos anteriores, verifica-se uma maior aproximação dos BIs medianos ao valor unitário em todos os parâmetros estudados, ou seja, os resultados não se afastam tanto dos do solo rígido.

Mesmo o Solo D obtém BIs medianos muito próximos de 1 quanto aos esforços transversos e momentos flectores, o que não acontecia anteriormente, e os BIs medianos dos deslocamentos do topo e *drifts* entre pisos diminuem bastante, chegando a baixar mais de uma unidade no caso do solo mais flexível.

5.5.3.5. Discussão dos Resultados

Depois de analisados os resultados obtidos pode-se verificar que:

- O método simplificado utilizado não reproduz curvas de capacidade que traduzem solos com grandes diferenças de rigidez, visto que os coeficientes de reacção elástica vertical dos três solos (B, C e D) apresentam valores sempre superiores ao calculado anteriormente para o Solo C;
- Quanto aos parâmetros de resposta da estrutura, todos os valores são iguais aos do solo rígido, com excepção dos baseados em deformações, devido apenas à aplicação do método N2 que utiliza coeficientes de solo para a definição dos espectros correspondentes, sendo, neste caso, para o Solo B de 1,35, Solo C de 1,50 e Solo D de 1,8;
- A utilização desta proposta simplificada revelou ser desajustada, apresentando valores de rigidez dos Solos B, C e D que poucas diferenças apresentam do comportamento de solo rígido.

6

CONCLUSÕES FINAIS

A primeira fase do trabalho foi dedicada à avaliação da viabilidade da análise não linear estática, sendo esta um alvo de estudo contínuo pela comunidade científica, devido à sua simplicidade e eficácia, dentro das suas limitações.

Foram utilizadas análises *pushover* convencionais, com perfis de carga uniforme, triangular e correspondentes ao 1º e 2º modos de vibração, para além de análises *pushover* adaptativas, com e sem amplificação espectral.

Os pontos de desempenho foram determinados através do procedimento de análise não linear estática proposto pelo Eurocódigo 8 e de modo a efectuar o estudo comparativo foi usada como referência a análise dinâmica incremental, tida como a mais robusta e eficaz.

A análise *pushover* adaptativa, com amplificação espectral, é o procedimento mais capaz de traduzir a capacidade estrutural pois capta todas as alterações de rigidez, considerando mais modos de vibração da estrutura. Contudo, neste estudo a avaliação do desempenho estrutural foi conseguida através da aplicação conjunta do método N2, que utiliza unicamente a informação do primeiro modo da estrutura, e por conseguinte, o rigor teórico reconhecido às análises não lineares *pushover* é negligenciado, devendo para o efeito admitir-se um procedimento de análise estática adaptativo, como por exemplo o método ACSM.

Nas análises *pushover* convencionais, verifica-se uma melhor definição do comportamento da estrutura em fase elástica com um carregamento uniforme, passando a ser melhor caracterizado o comportamento em fase inelástica pelos perfis triangular e proporcional ao 1º modo de vibração, sendo evidente a semelhança nos resultados obtidos através destes carregamentos e justificada pela correspondência entre perfis.

A melhor resposta da estrutura em regime não linear para as análises referidas deve-se ao facto de nesta estrutura o 1º modo ser o mais preponderante, no entanto não será expectável este comportamento em estruturas que mobilizem menor percentagem de massa modal efectiva neste modo de vibração.

As análises *pushover* obtêm melhores resultados nas quantidades baseadas em deformações do que quando baseadas em forças, sendo geralmente obtidos por defeito face às análises dinâmicas, verificando-se uma maior discrepância de valores à medida que o regime não linear se torna mais pronunciado.

A constatação de valores inferiores relativamente às análises dinâmicas deve-se ao facto do método N2 não ser capaz de obter de modo rigoroso os efeitos histeréticos decorrentes da acção do sismo sobre a estrutura e deformação dos seus elementos. Estas constatações deverão ser tidas em

consideração em trabalhos futuros de modo a assegurar uma melhor caracterização do comportamento das estruturas através de análises *pushover*.

Num segundo momento do trabalho foi efectuada a comparação de duas possibilidades de modelação do comportamento não linear, a fim de validar a possibilidade de simplificação e a consequente diminuição do tempo de análise. Assim, seguiram-se as propostas de modelação adoptando um modelo de fibras e de rótulas plásticas.

Foram utilizadas análises *pushover* convencionais com perfis de carga uniforme, triangular e correspondente ao 1º modo, tendo sido realizada a modelação dos elementos estruturais com plasticidade concentrada nas suas extremidades e comparadas com as efectuadas com modelação com plasticidade distribuída.

As análises efectuadas através da modelação com não linearidade concentrada, apesar de ainda em fase elástica, traduzirem de forma semelhante a capacidade da estrutura, quando comparadas com as utilizadas como referência, na fase inelástica apresentam dificuldades em captar o comportamento da estrutura, verificando-se nos parâmetros da resposta valores por defeito, isto é BIs inferiores a 1.

Estas diferenças são essencialmente associadas às leis de carregamento monotónico introduzidas na modelação através de rótulas plásticas e à definição do comprimento das rótulas, sendo estes factos as principais dificuldades deste método, como já evidenciado por vários autores.

A última etapa do trabalho incidiu na avaliação da influência da consideração da deformabilidade do solo.

Foram aplicadas molas elásticas nos apoios da estrutura, fazendo variar nas análises o coeficiente de reacção elástica do solo de modo a simular solos com distintas capacidades de resistência, tendo sido usado como referência um solo com rigidez infinita.

A capacidade estrutural é influenciada pela deformabilidade do solo, apresentando diminuições da rigidez inicial da estrutura.

Nos parâmetros da resposta verificou-se que nas quantidades baseadas em deformações existe uma grande sensibilidade à deformação do solo. Por outro lado, nas quantidades baseadas em forças não apresentam grande vulnerabilidade à flexibilidade do solo, sendo apenas mais visível em solos com muito pouca rigidez.

A capacidade e desempenho estruturais não são influenciados com a permissão do movimento horizontal da estrutura, quando aplicadas molas de reacção elástica horizontais.

A utilização da proposta simplificada, utilizando valores tabelados das constantes de reacção elástica, revelou-se desajustada, não reproduzindo o comportamento distinto da estrutura nas situações de solos com deformabilidade variável, apresentando apenas diferenças nos parâmetros da resposta baseados em deformações devido ao procedimento não linear estático utilizado.

De modo a avaliar a dependência da estrutura considerada, as constatações acima referidas devem ser validadas para outras estruturas.

Este estudo evidenciou a importância da inclusão do comportamento não linear na avaliação do comportamento estrutural dos edifícios à acção dos sismos.

Durante o trabalho foi realçada a necessidade de se utilizar metodologias de análise e modelos com capacidade de caracterizar a resposta das estruturas do modo mais real possível. Contudo, a utilização das abordagens mais rigorosas para estimar o desempenho estrutural são condicionadas devido a implicarem elevados conhecimentos do comportamento estrutural e tempo de cálculo.

Outro factor evidenciado foi a interacção solo-estrutura que pode influenciar significativamente a distribuição de esforços na estrutura, condicionando o seu comportamento local e global, sendo muitas vezes esquecido, podendo levar à introdução de erros que poderão ser críticos.

Deste modo, procurou-se avaliar a viabilidade da utilização de metodologias de análise menos complexas e morosas e estudar a influência da deformabilidade do solo no comportamento e desempenho estruturais de um edifício.

Na avaliação das análises mais simplificadas foram identificados resultados animadores, no entanto, de modo a se conseguir um maior rigor, deverá ser efectuado um estudo que utilize um procedimento estático adaptativo na análise de um maior número de edifícios, onde não seja apenas o 1º modo de vibração o mais preponderante.

Na modelação da não linearidade material concentrada foi validada a sua simplicidade, mas também detectadas as suas dificuldades, diversamente abordadas na comunidade científica. Será útil realizar um estudo semelhante onde exista a possibilidade de definir um maior número de pontos na definição das leis momentos-curvaturas, de modo a contornar essa imprecisão.

No estudo da influência da deformabilidade do solo foi constatada a sua importância, principalmente pelo que afecta a nível das quantidades baseadas em deformações, no entanto será relevante a extensão do estudo a outras estruturas a fim de analisar se há dependência em relação ao edifício considerado.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Varum, H. *Modelo numérico para a análise sísmica de pórticos planos de betão armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1995.
- [2] CEN, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, in *European Standard EN 1998-1* 2004.
- [3] Papanikolaou, V.K., Elnashai, A.S., Pareja, J.F., *Limits of Applicability of Conventional and Adaptive Pushover Analysis for Seismic Response Assessment*, 2005, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [4] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., *Incremental dynamic analysis*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002. 31(3): p. 491-514.
- [5] Venture, S.J., *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. 2000.
- [6] Venture, S.J., *Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, prepared for the Federal Emergency Management Agency*. FEMA-351, Washington, DC, 2000.
- [7] Bhatt, C.A. *Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 - Análises Lineares e Não Lineares*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2007.
- [8] ATC40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, in *Applied Technology Council* 1996: California.
- [9] Council, B.S.S., Agency, U.S.F.E.M., Council, A.T., *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Vol. 1. 1997: Federal Emergency Management Agency.
- [10] Agency, F.E.M., *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA-356*. 2000.
- [11] Gulkan, P., Sozen, M.A., *Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions*. ACI Journal Proceedings, 1974. 71: p. 604-610.
- [12] Freeman, S., Nicoletti, J., Tyrell, J. *Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*. Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering. 1975.

- [13] Sharpe, R., Freeman, S., Safavi, B., *An investigation of the correlation between earthquake ground motion and building performance*. Appl. Tech. Counc. Rept, 1982.
- [14] Saiidi, M., Sozen, M.A., *Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures*. Journal of the Structural Division, 1981. 107(5): p. 937-953.
- [15] Fajfar, P., Fischinger, M. *N2 - a method for non-linear seismic analysis of regular structures*. Ninth World Conference on Earthquake Engineering. 1988. Tokyo, Japan.
- [16] Lawson, R.S., Vance, V., Krawinkler, H. *Nonlinear static push-over analysis-why, when, and how?* Proceedings of the 5th US Conference in Earthquake Engineering. 1994.
- [17] Krawinkler, H. *New trends in seismic design methodology*. Proceeding the 10th European Conference on Earthquake Engineering. 1995. Vienna.
- [18] Faella, G. *Evaluation of the R/C structures seismic response by means of nonlinear static push-over analyses*. 11th World Conference on Earthquake Engineering. 1996. Acapulco, Mexico.
- [19] Paret, T.F., Sasaki, K.K., Eilbeck, D.H., Freeman, S.A. *Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects*. Proceedings of the eleventh world conference on earthquake engineering. 1996.
- [20] Sasaki, K., Freeman, S., Paret, T. *Multimode pushover procedure (MMP) - a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis*. Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington. 1998.
- [21] Krawinkler, H., Seneviratna, G., *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*. Engineering structures, 1998. 20(4): p. 452-464.
- [22] Kim, S., D'Amore, E., *Push-over analysis procedure in earthquake engineering*. Earthquake Spectra, 1999. 15(3): p. 417-434.
- [23] Naeim, F., Lobo, R. *Avoiding Common Pitfalls in Push-Over Analysis*. Proceedings of 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering. 1999.
- [24] Moghadam, A., Tso, W. *A pushover procedure for tall buildings*. Proceedings of the Twelfth European Conference in Earthquake Engineering. 2002.
- [25] Chopra, A.K., Goel, R.K., *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002. 31(3): p. 561-582.

- [26] Chopra, A.K., Goel, R.K., Chintanapakdee, C., *Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands*. Earthquake Spectra, 2004. 20(3): p. 757-778.
- [27] Jan, T.S., Liu, M.W., Kao, Y.C., *An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings*. Engineering structures, 2004. 26(1): p. 117-128.
- [28] Bracci, J.M., Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M., *Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures*. Journal of Structural Engineering, 1997. 123(1): p. 3-10.
- [29] Lefort, T. *Advanced pushover analysis of RC multi-storey buildings*. Dissertação de Mestrado, Imperial College London United Kingdom, 2000.
- [30] Elnashai, A.S., *Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications*. Structural engineering and mechanics, 2001. 12(1): p. 51-70.
- [31] Antoniou, S., Pinho, R., *Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures*. Journal of Earthquake Engineering, 2004. 8(04): p. 497-522.
- [32] Antoniou, S., Pinho, R., *Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure*. Journal of Earthquake Engineering, 2004. 8(05): p. 643-661.
- [33] Kalkan, E., Kunnath, S.K., *Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures*. Journal of Structural Engineering, 2006. 132(11): p. 1721-1731.
- [34] Gupta, B., Kunnath, S.K., *Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures*. Earthquake Spectra, 2000. 16(2): p. 367-392.
- [35] Casarotti, C., Pinho, R., *An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2007. 5(3): p. 377-390.
- [36] Clough, R.W., Benuska, K., Wilson, E. *Inelastic earthquake response of tall buildings*. Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering. 1965. New Zealand.
- [37] Giberson, M.F. *The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation*. Tese de Doutorado, California Institute of Technology, 1967.
- [38] Aktan, A.E., Pecknold, D.A., Sozen, M.A., *R/C column earthquake response in two dimensions*. Journal of the Structural Division, 1974. 100(10): p. 1999-2015.

- [39] Vaz, C.J.A.M.T. *Comportamento sísmico de pontes com pilares de betão armado: verificação da segurança*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1992.
- [40] Madas, P.J. *Advanced modelling of composite frames subject to earthquake loading*. Dissertação de Doutoramento, Imperial College London, University of London, 1993.
- [41] Mander, J.B., Priestley, M.J., Park, R., *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, 1988. 114(8): p. 1804-1826.
- [42] Martínez-Rueda, J.E., Elnashai, A.S., *Confined concrete model under cyclic load*. Materials and Structures, 1997. 30(3): p. 139-147.
- [43] Popovics, S., *A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete*. Cement and Concrete Research, 1973. 3(5): p. 583-599.
- [44] Coutinho, D.S.A. *Análise Pushover de edifícios em betão armado*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [45] Scott, B., Park, R., Priestley, M. *Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates*. ACI Journal Proceedings. 1982. ACI.
- [46] Kent, D.C., Park, R., *Flexural members with confined concrete*. Journal of the Structural Division, 1971. 97(7): p. 1969-1990.
- [47] Yassin, M.H.M. *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures Under Monotonic and Cyclic Loads*. Dissertação de Doutoramento, University of California at Berkeley, 1994.
- [48] Menegotto, M., *Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending*. Proc.of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, 1973: p. 15-22.
- [49] Filippou, F.C., Popov, E.P., Bertero, V.V., *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints* 1983: Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [50] Monti, G., Nuti, C., Santini, S., *CYRUS - Cyclic response of upgraded sections*. Rep. 96, 1996. 2.
- [51] Carvalho, G. *Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado - Estudo de Alternativas de Modelação e Análise Não-Linear*. Dissertação de Mestrado, IST, 2011.

- [52] Bento, R. *Avaliação do comportamento sísmico de estruturas porticadas de betão armado: uma abordagem baseada em índices de danos*. Tese de Doutoramento, IST, 1996.
- [53] Marques, M.A.L.A. *Avaliação probabilística da segurança sísmica de edifícios*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 2011.
- [54] SeismoSoft, *SeismoStruct: A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*, 2010.
- [55] Izzuddin, B.A. *Nonlinear dynamic analysis of framed structures*. Dissertação de Doutoramento, Imperial College London, University of London, 1990.
- [56] Hellesland, J., Scordelis, A. *Analysis of RC bridge columns under imposed deformations*. IABSE colloquium. 1981.
- [57] Mari, A.R., *Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and prestressed concrete frames*, 1984, Department of Civil Engineering, University of California.
- [58] Spacone, E., Ciampi, V., Filippou, F., *Mixed formulation of nonlinear beam finite element*. Computers & Structures, 1996. 58(1): p. 71-83.
- [59] Delgado, J.M. *Avaliação de segurança de estruturas reticuladas com comportamento não linear material e geométrico*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, 2002.
- [60] Computers & Structures, I. *Concrete Frame Design Manual Eurocode 2-2004 with Eurocode 8-2004 for SAP2000*. 2011.
- [61] Computers & Structures, I., *SAP2000, Version 10.0.1*, 2005, University of California Berkeley, CA.
- [62] Castro, J.M., Rolo, P.F., *Avaliação da influência da deformabilidade do maciço de fundação e do faseamento construtivo nos esforços de uma estrutura reticulada de betão armado*, FEUP.
- [63] Chopra, A.K., *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Vol. 2. 1995: Prentice Hall Englewood Cliffs, NJ.
- [64] Bento, R., *Curso de Formação: Dimensionamento sísmico de estruturas metálicas*, 2011, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

- [65] Tso, W.K., Moghadam, A.S., *Pushover procedure for seismic analysis of buildings*. Progress in Structural Engineering and Materials, 1998. 1(3): p. 337-344.
- [66] Bento, R., Falcão, S., Rodrigues, F. *Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares*. Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. 2004.
- [67] Cofer, W.F., McLean, D.I., McGuire, J.W., *Analytical Modeling of Foundations for Seismic Analysis of Bridges* 1994: Washington State Department of Transportation.
- [68] Venture, S.J., *Develop suites of time histories, Project task: 5.4.1*. Draft Report, 1997. 21.

A

ANEXO

No presente anexo apresentam-se resultados mais detalhados dos expostos no Capítulo 5.

A.1. MODELAÇÃO COM PLASTICIDADE DISTRIBUÍDA

⇒ Análise Dinâmica Incremental

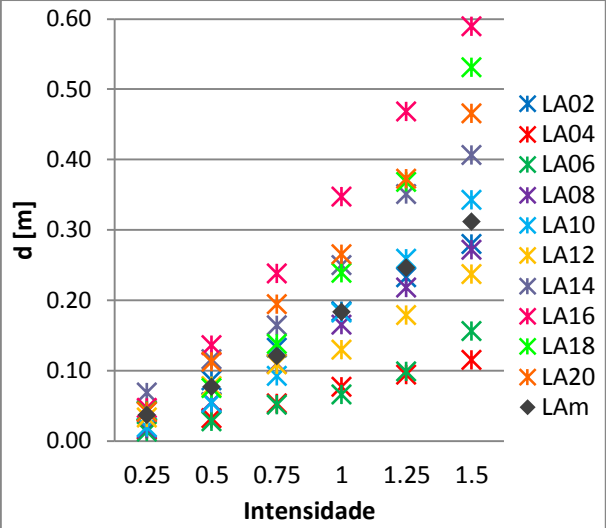


Figura A.1 - Deslocamentos do topo

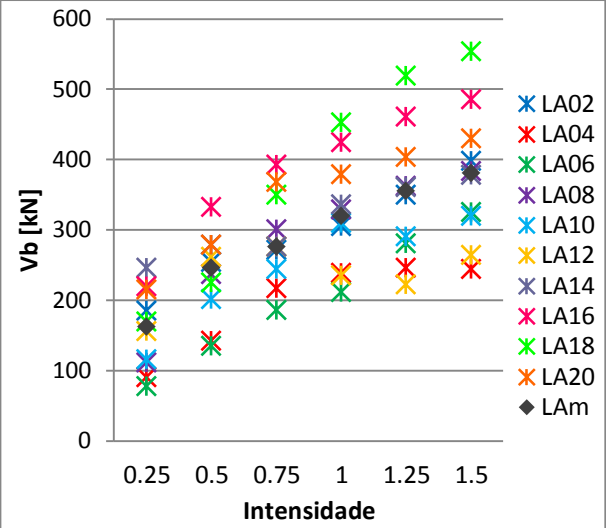


Figura A.2 - Corte basal

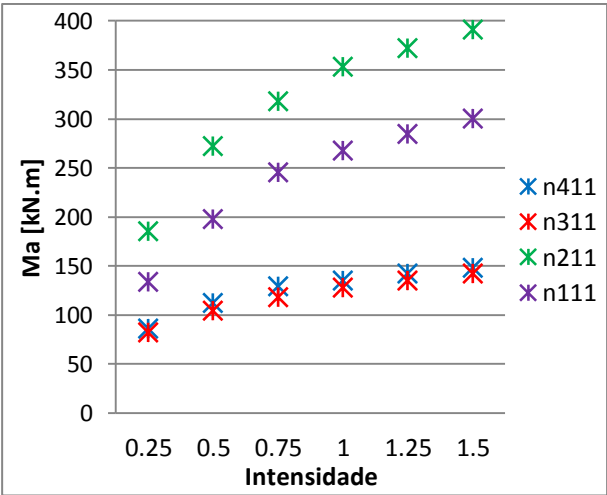
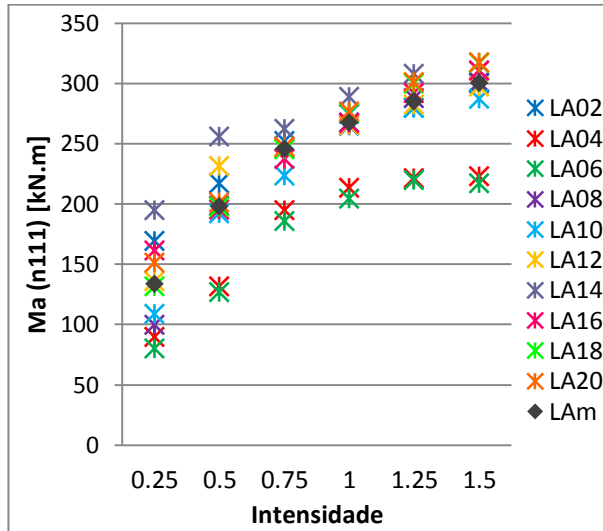
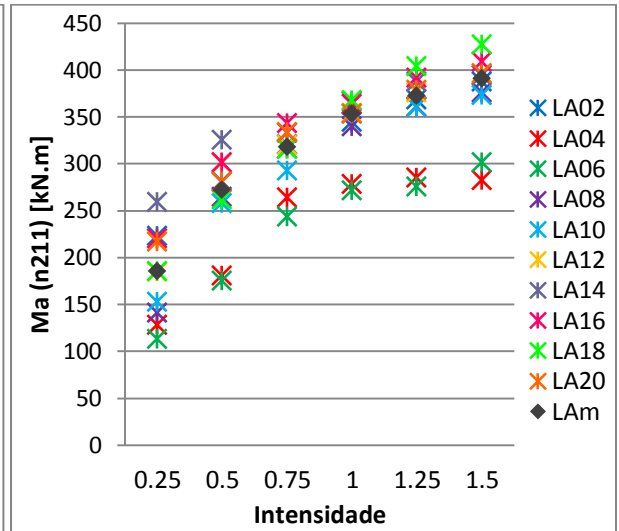


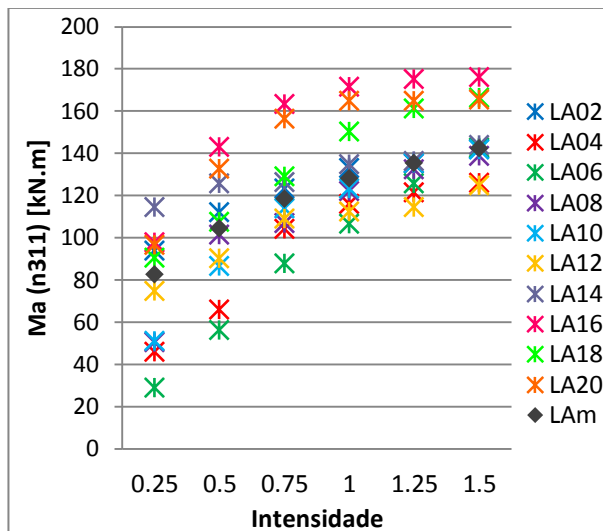
Figura A.3 - Momentos flectores medianos nos apoios



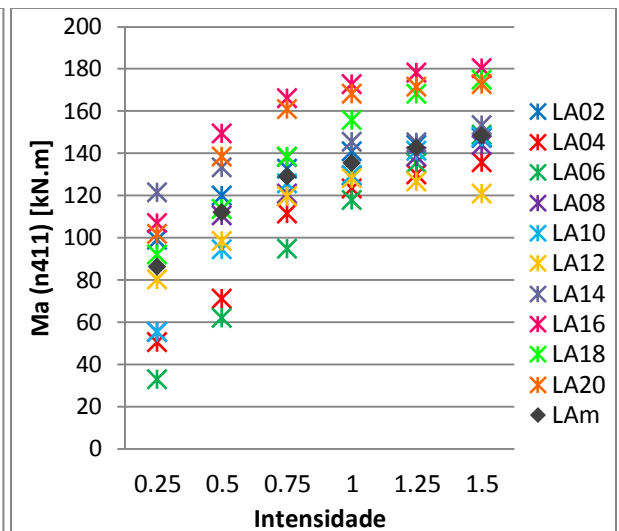
a) n111



b) n211



c) n311



d) n411

Figura A.4 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios

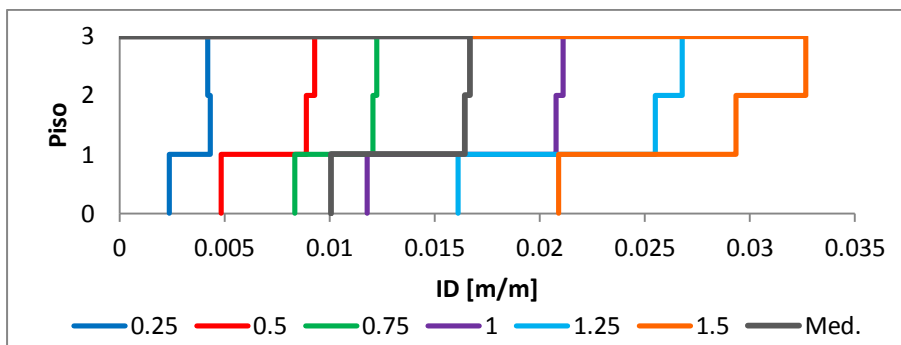


Figura A.5 - *Drift* entre pisos

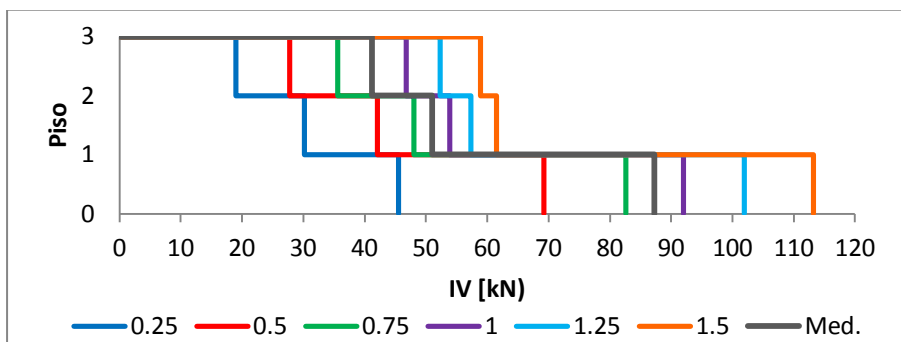


Figura A.6 - Esforço transversal por piso

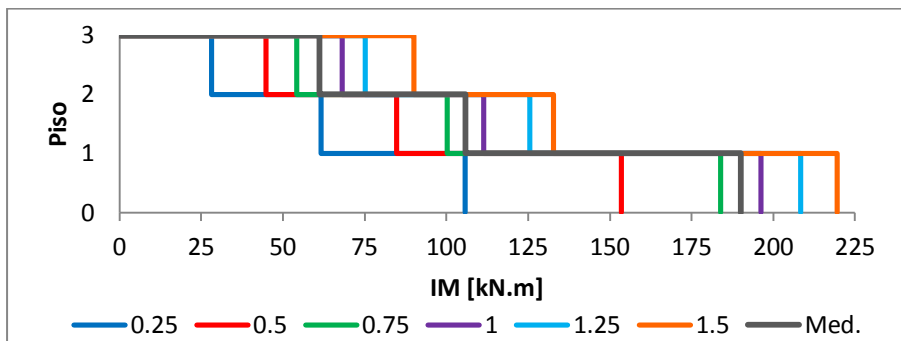


Figura A.7 - Momentos flectores por piso

⇒ Deslocamento do Topo

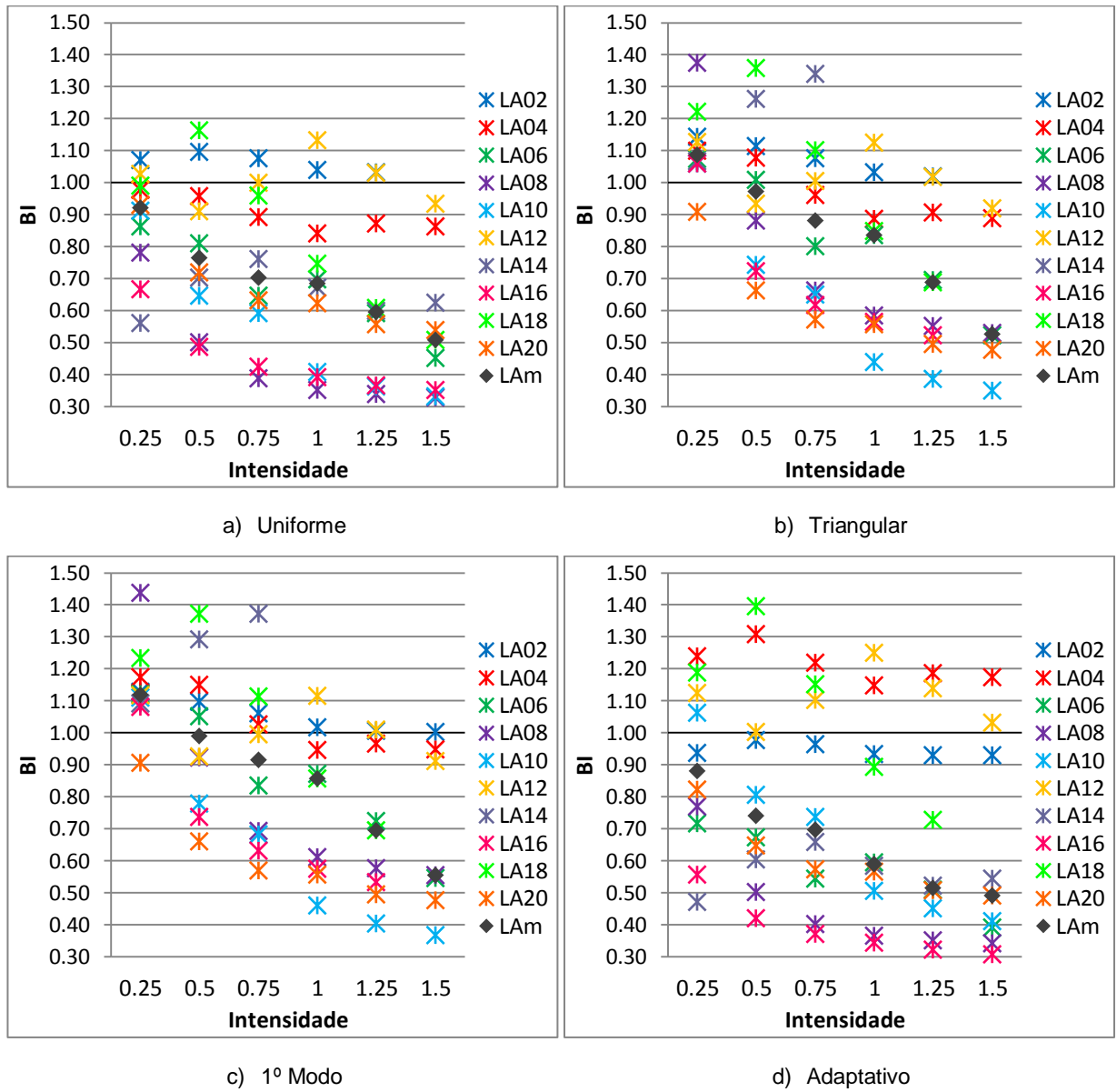


Figura A.8 - BIs dos deslocamentos do topo para cada análise estática realizada

⇒ Corte Basal

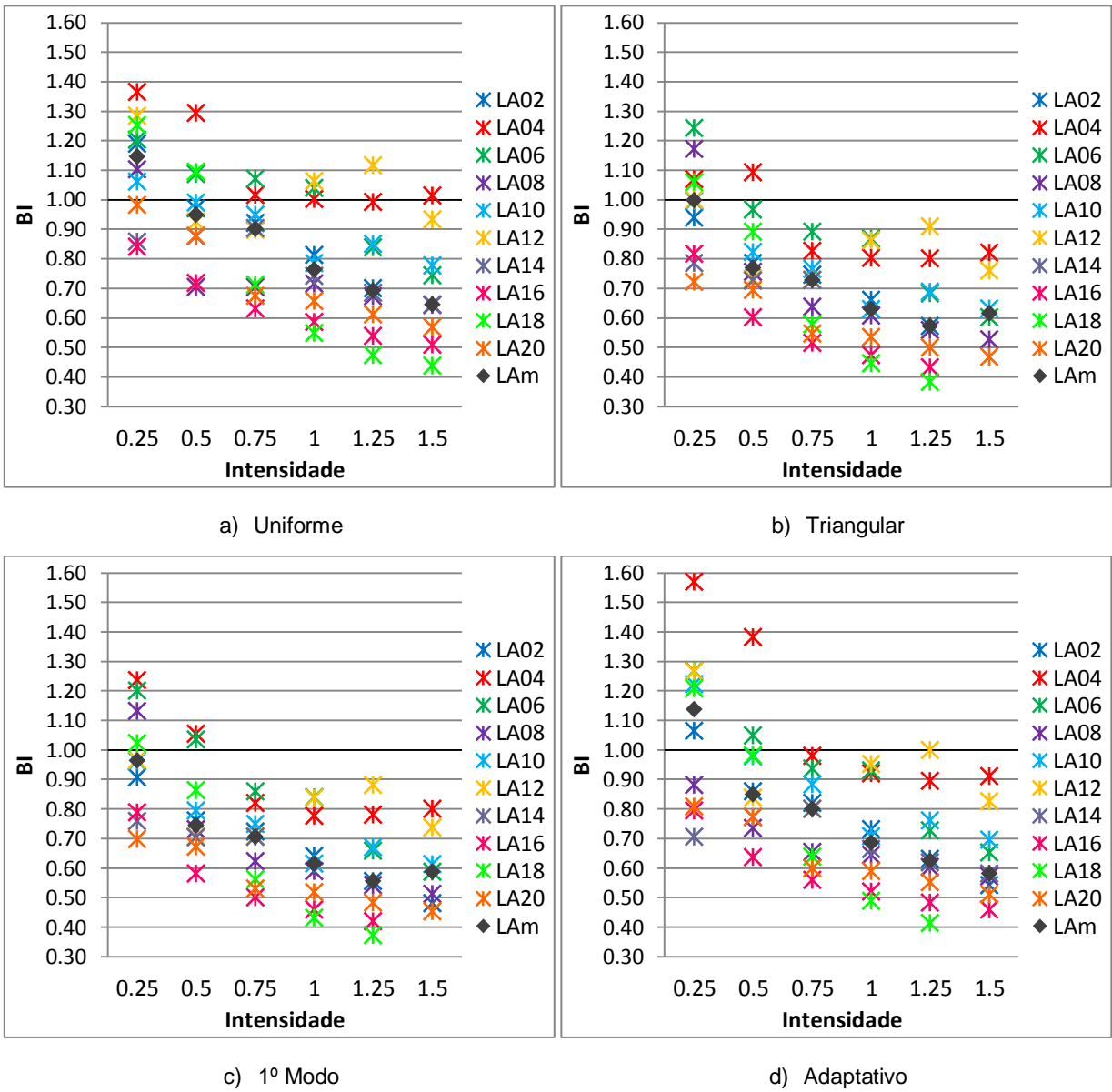


Figura A.9 - BIs dos cortes basais para cada análise estática realizada

⇒ Momentos Flectores por Apoio

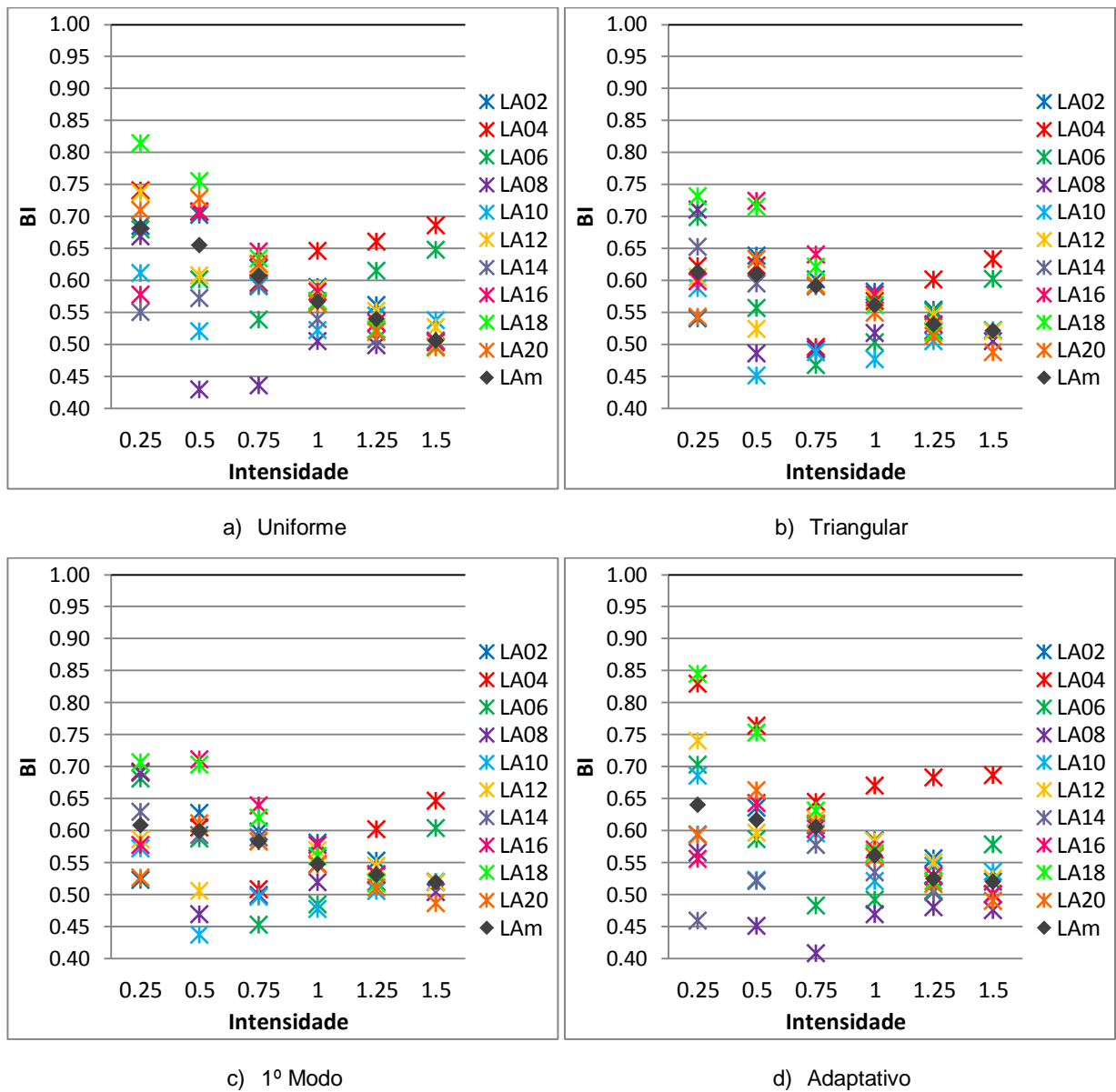


Figura A.10 - BIs dos momentos flectores no nó n111 para cada análise estática realizada

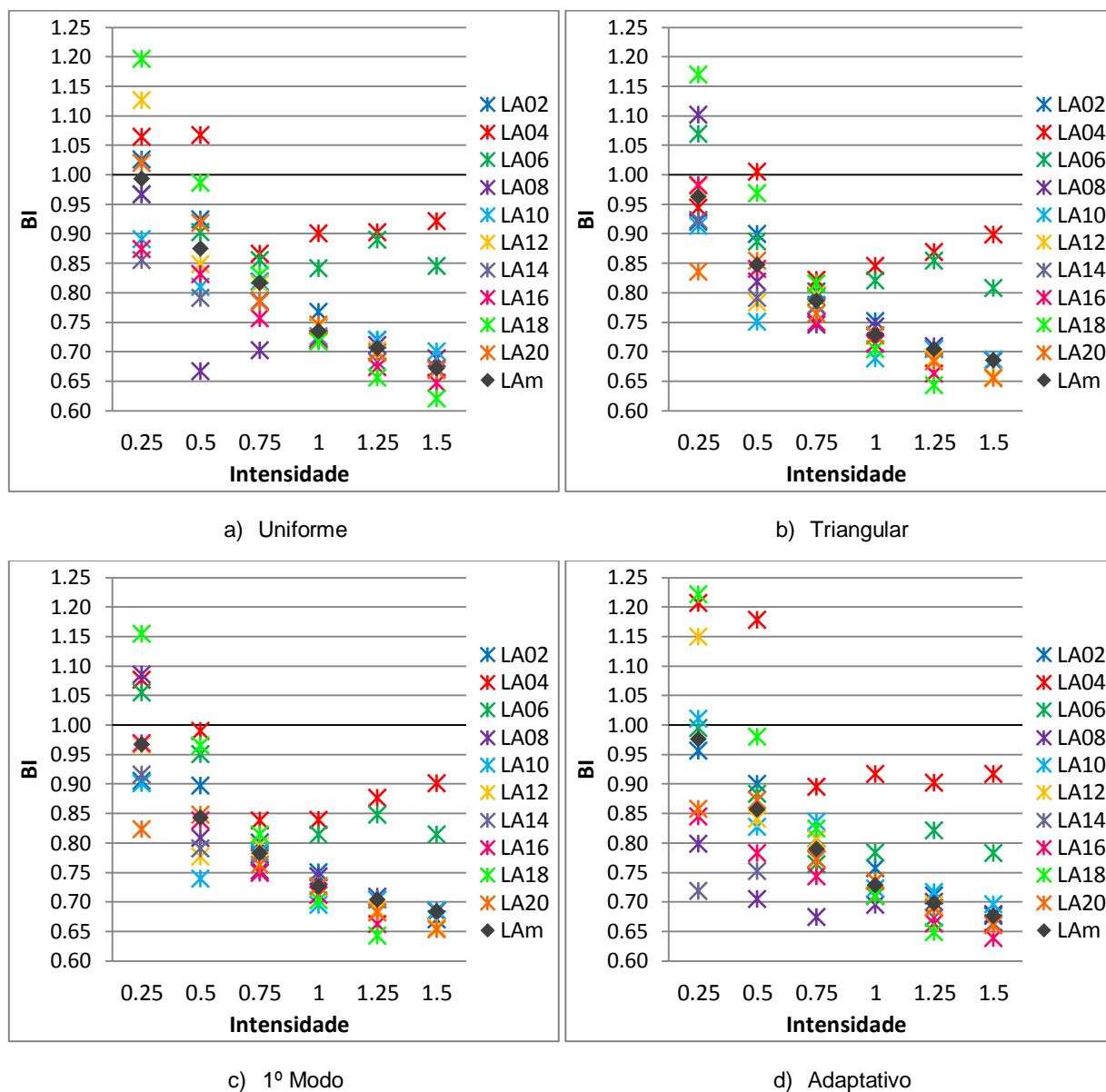


Figura A.11 - BIs dos momentos flectores no nó n211 para cada análise estática realizada

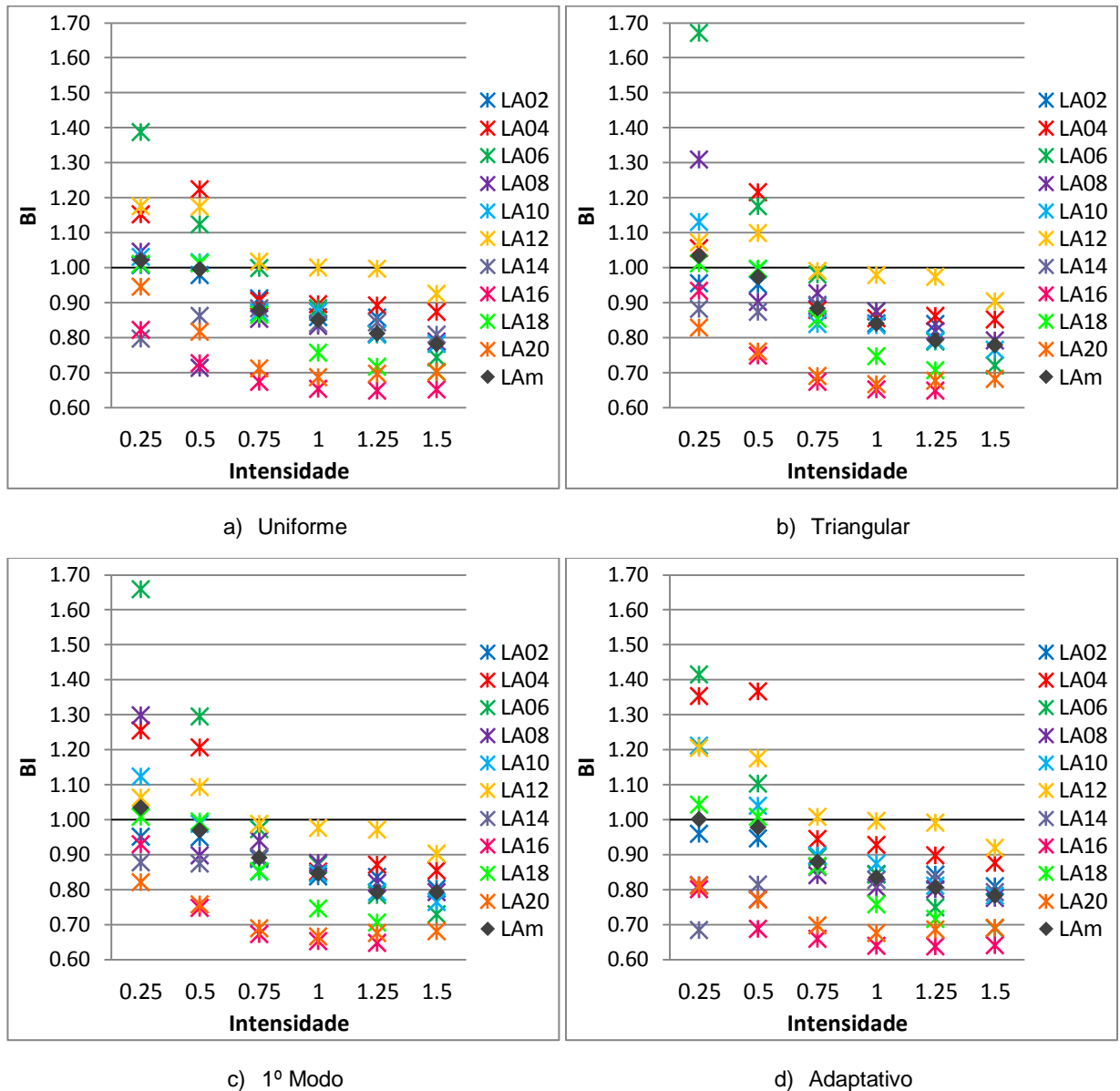


Figura A.12 - BIs dos momentos flectores no nó n311 para cada análise estática realizada

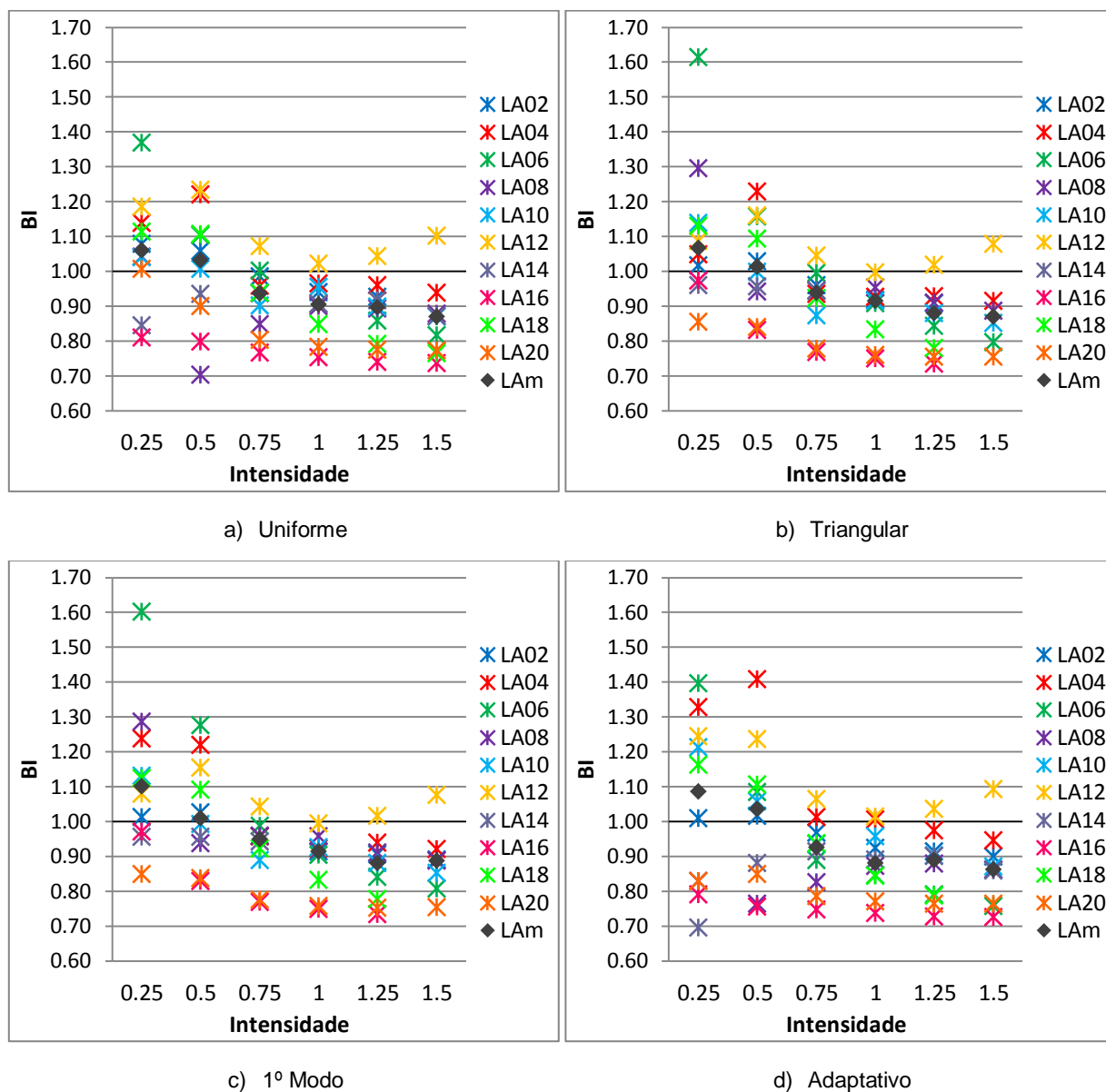


Figura A.13 - BIs dos momentos flectores no nó n411 para cada análise estática realizada

A.2. MODELAÇÃO COM PLASTICIDADE CONCENTRADA

⇒ *Análise Pushover com Carregamento Uniforme*

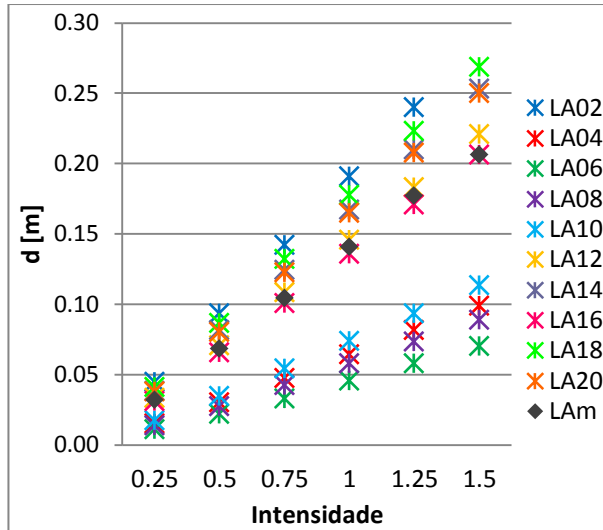


Figura A.14 - Deslocamentos do topo

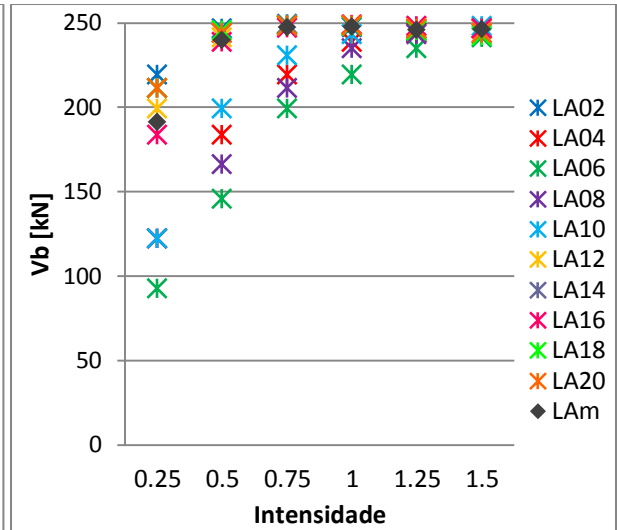


Figura A.15 - Corte basal

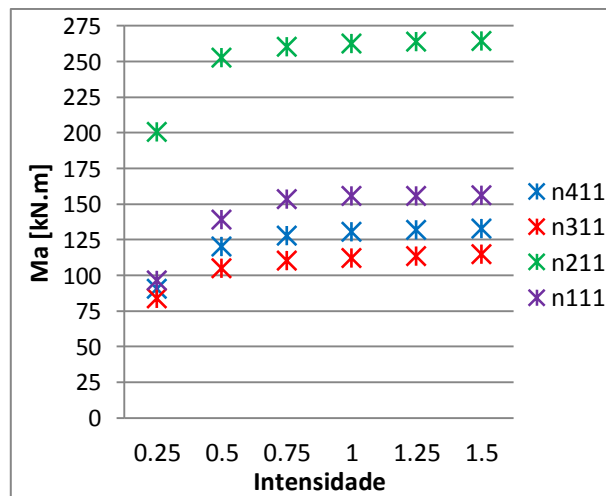


Figura A.16 - Momentos flectores medianos nos apoios

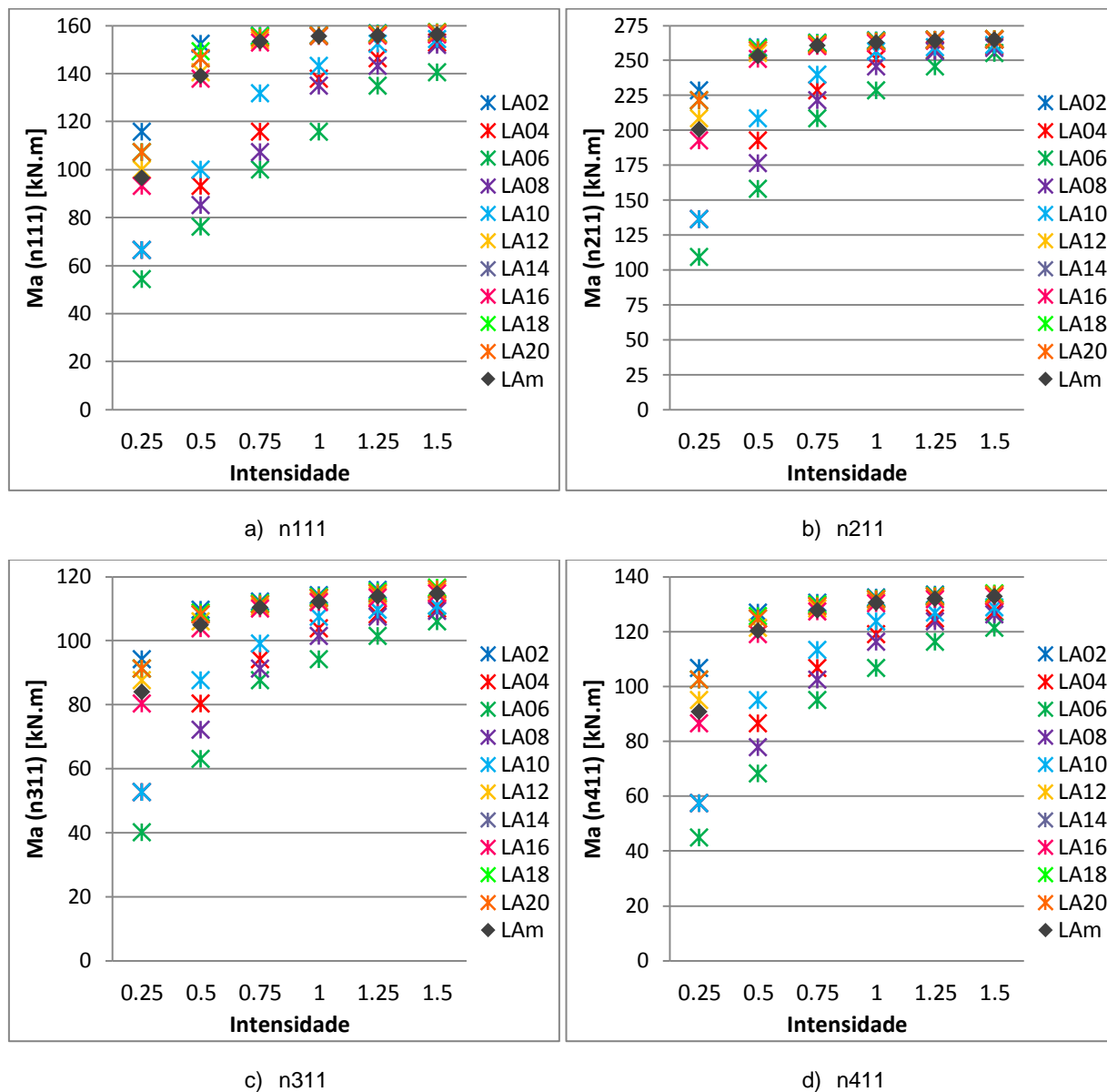


Figura A.17 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios

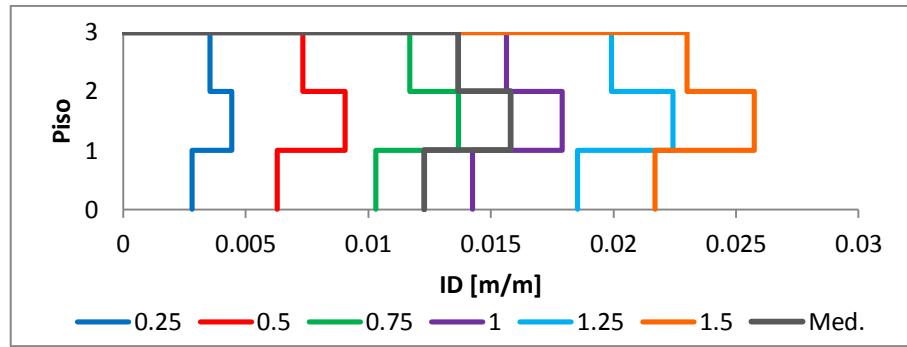


Figura A.18 - *Drift* entre pisos

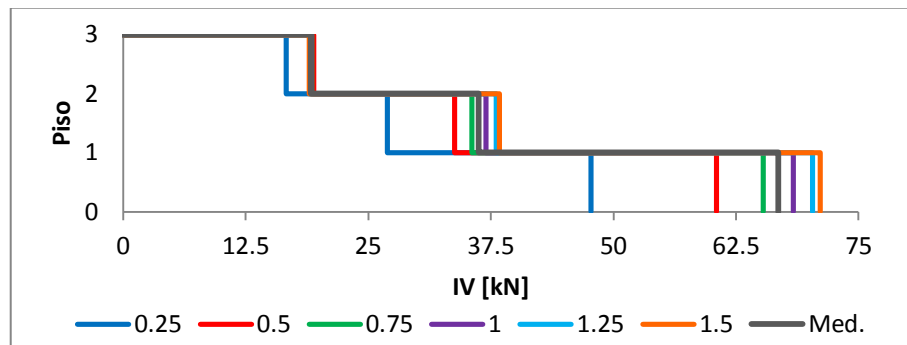


Figura A.19 - Esforço transversal por piso

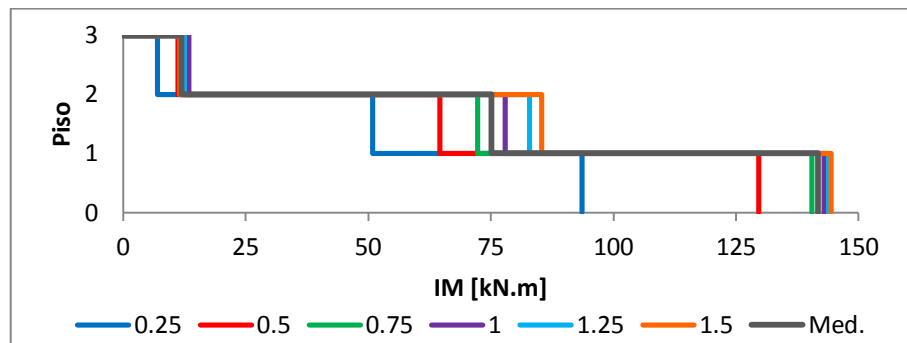


Figura A.20 - Momentos flectores por piso

⇒ *Análise Pushover com Carregamento Triangular*

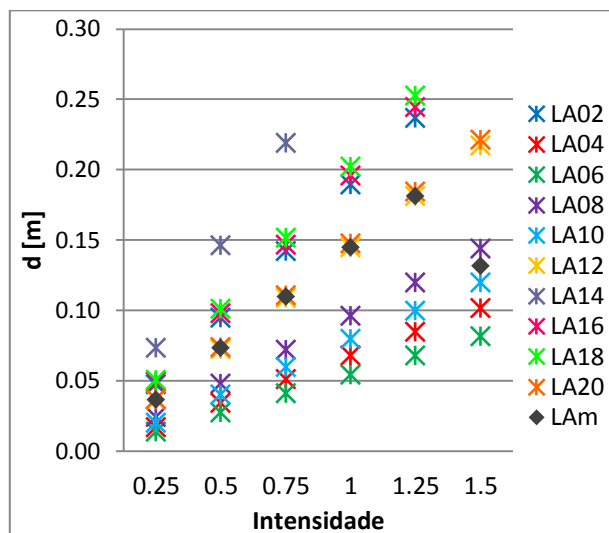


Figura A.21 - Deslocamentos do topo

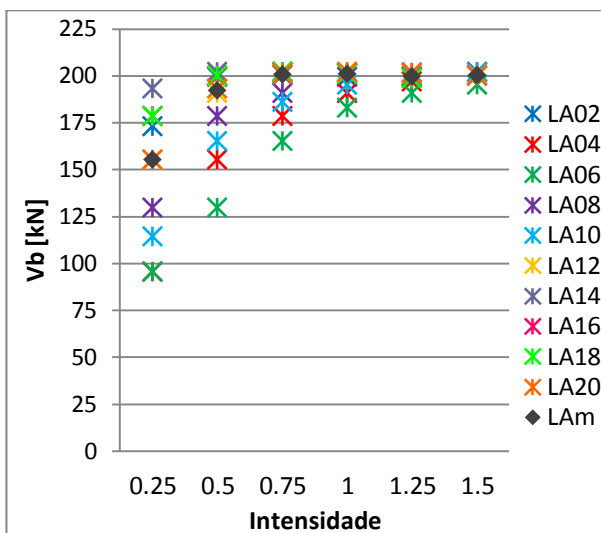


Figura A.22 - Corte basal

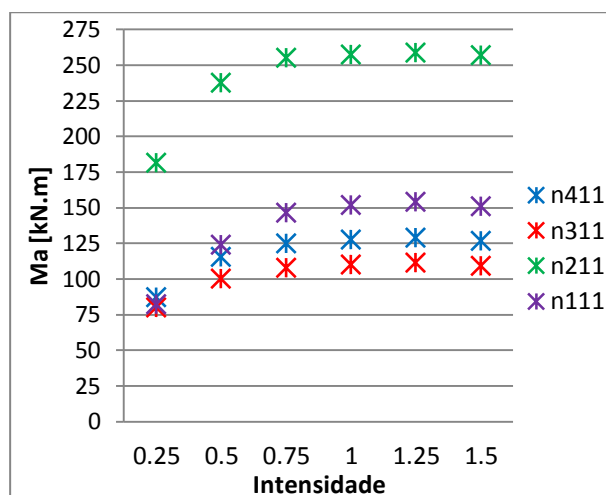
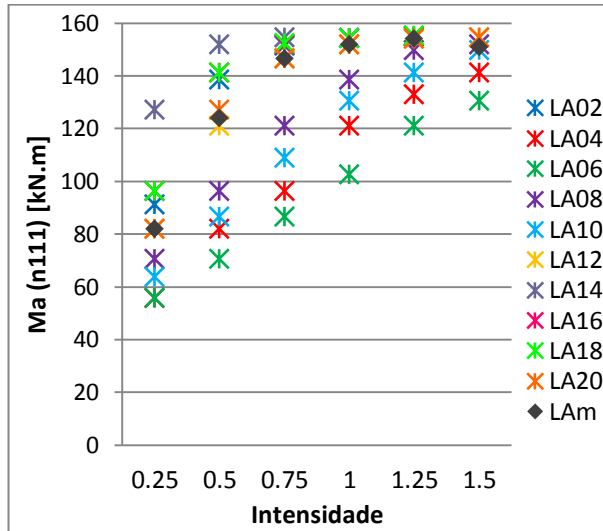
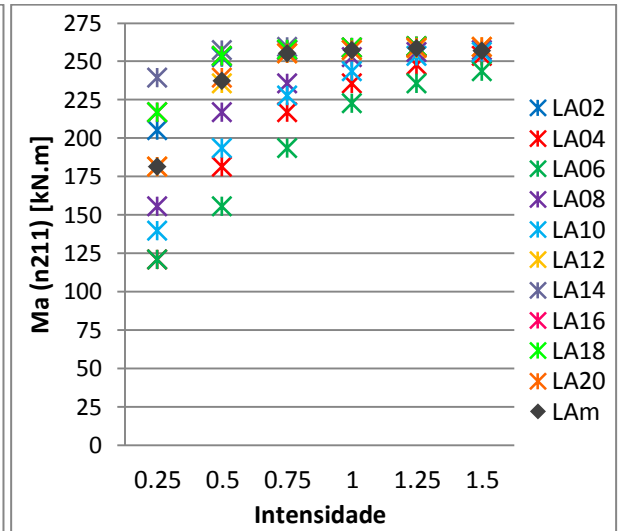


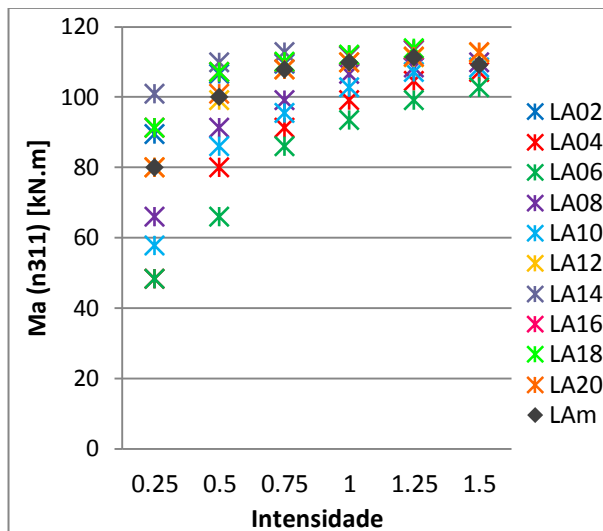
Figura A.23 - Momentos flectores medianos nos apoios



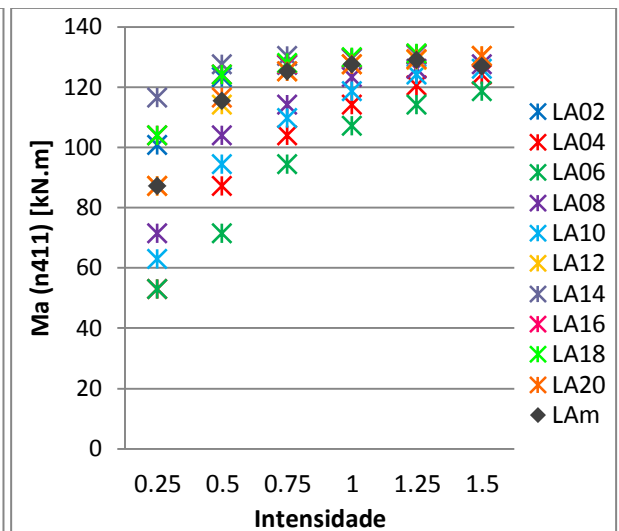
a) n111



b) n211



c) n311



d) n411

Figura A.24 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios

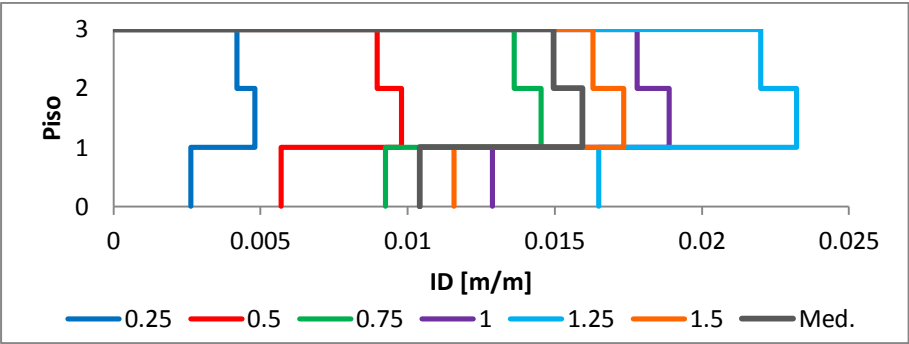


Figura A.25 - *Drift* entre pisos

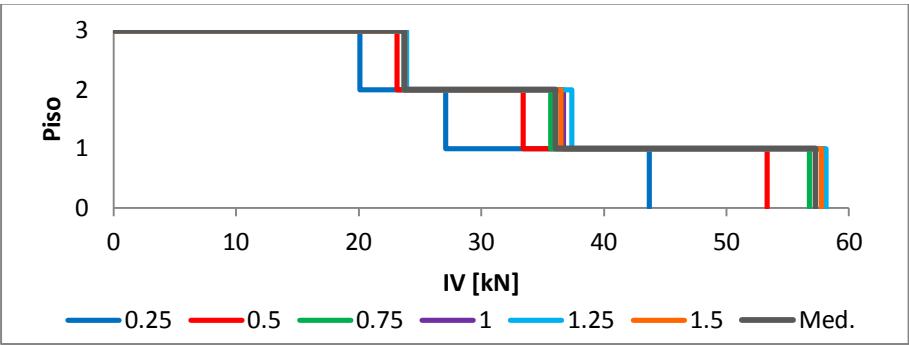


Figura A.26 - Esforço transversal por piso

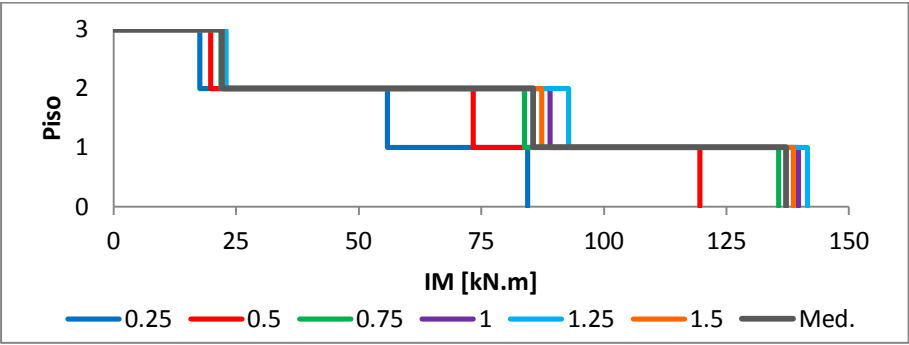


Figura A.27 - Momentos flectores por piso

⇒ *Análise Pushover com Carregamento Proporcional ao 1º Modo*

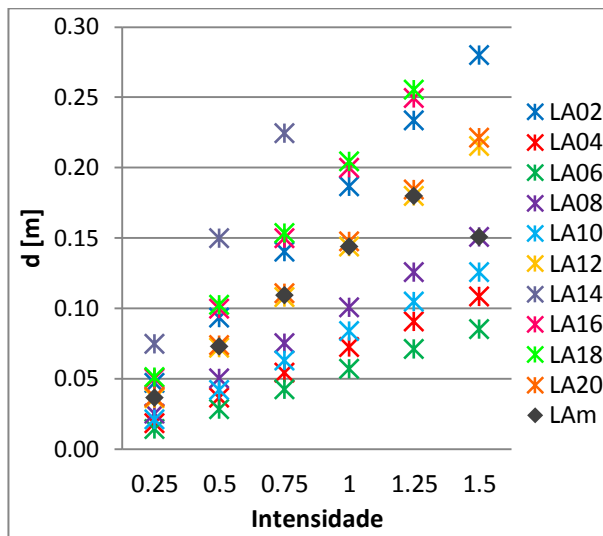


Figura A.28 - Deslocamentos do topo

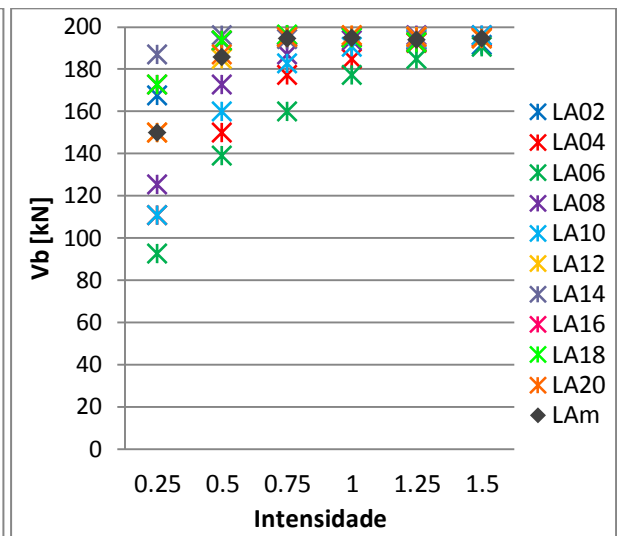


Figura A.29 - Corte basal

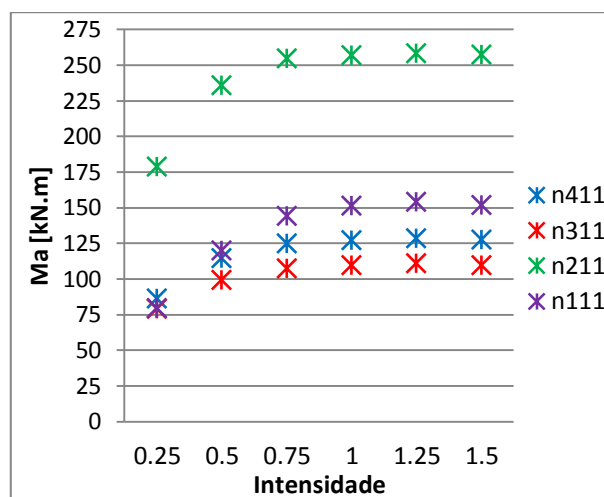


Figura A.30 - Momentos flectores medianos nos apoios

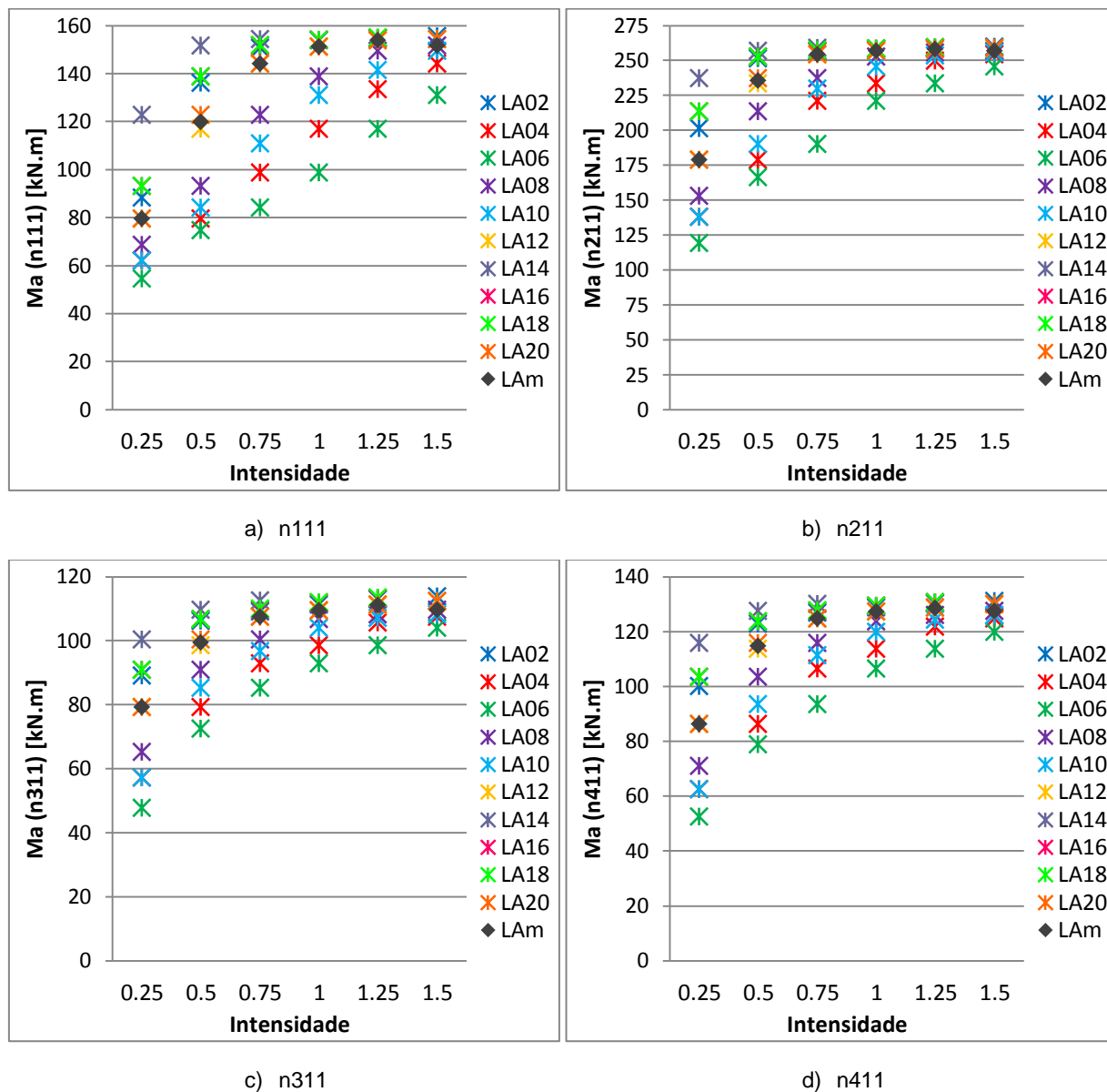


Figura A.31 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios

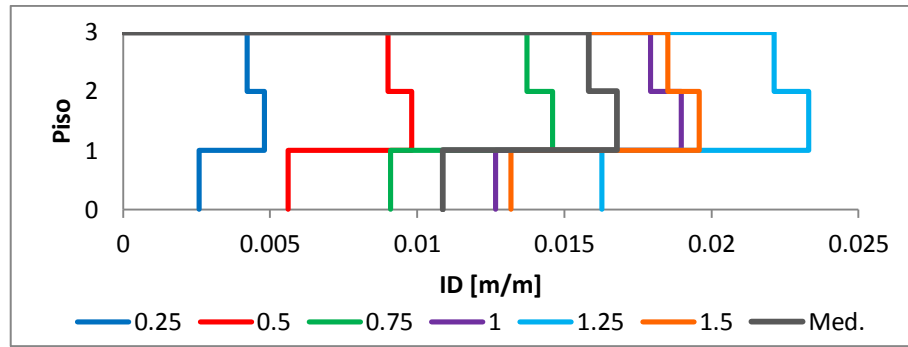


Figura A.32 - Drift entre pisos

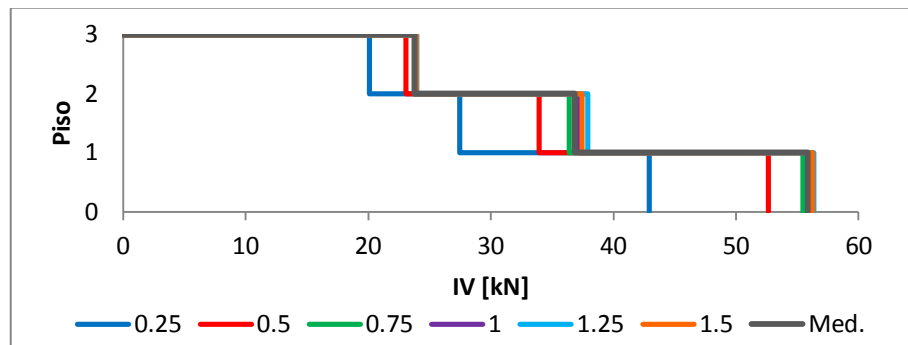


Figura A.33 - Esforço transversal por piso

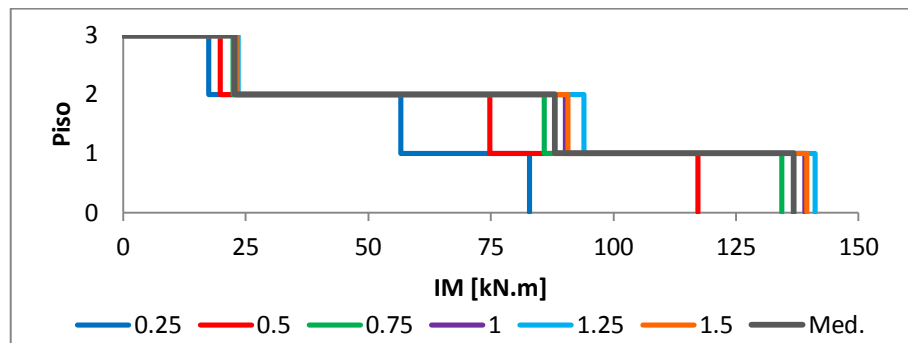


Figura A.34 - Momentos flectores por piso

⇒ Deslocamento do Topo

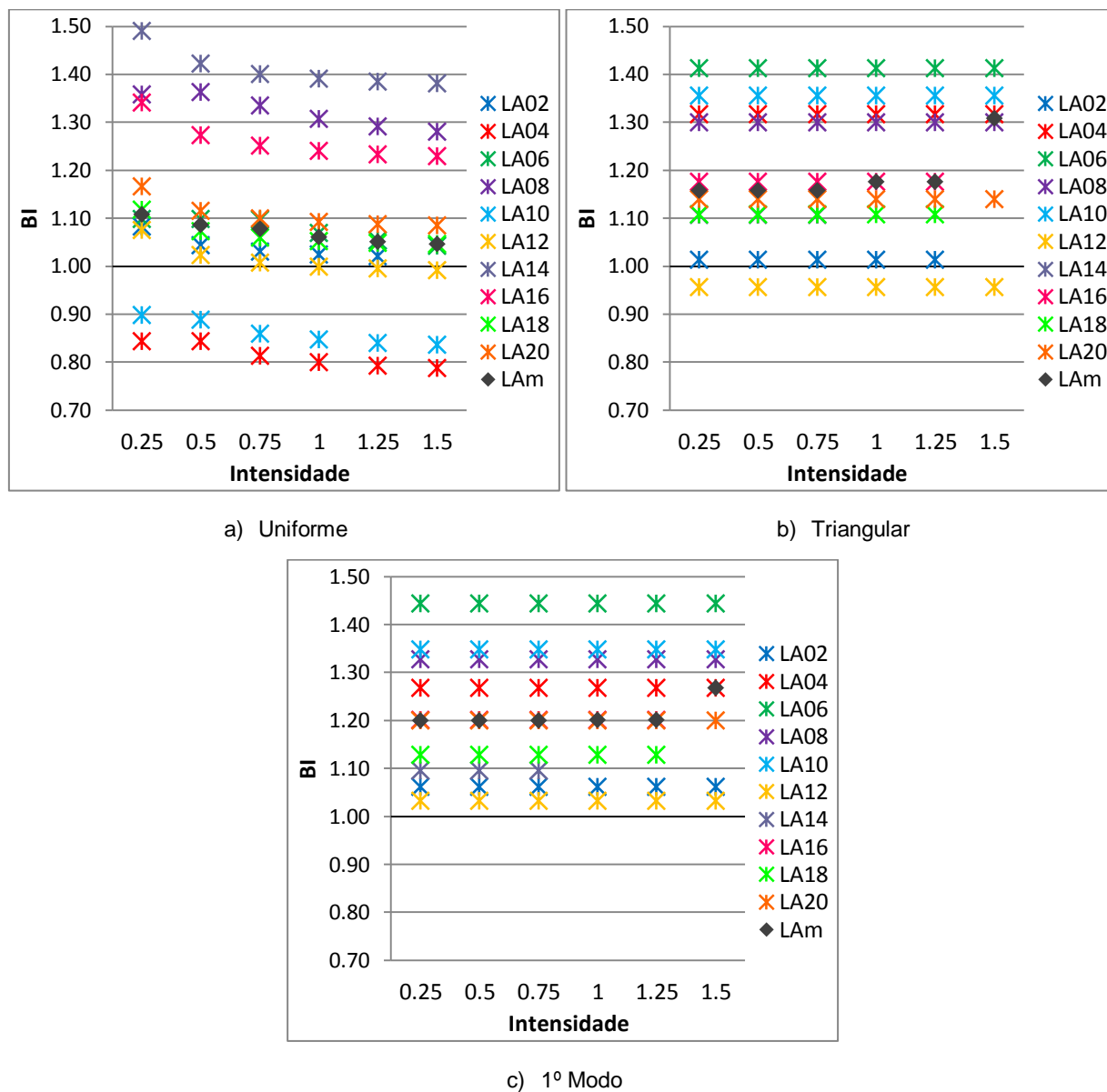
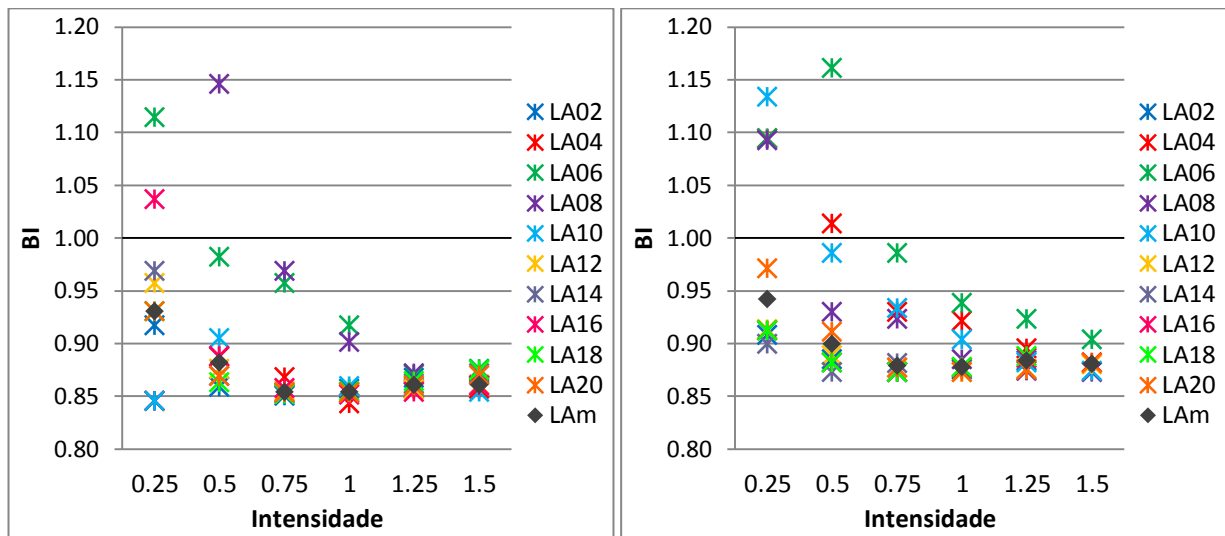


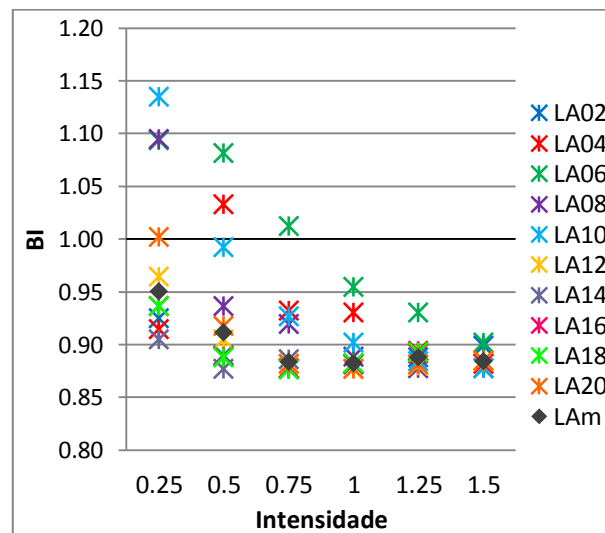
Figura A.35 - BIs dos deslocamentos do topo para cada perfil de carga aplicado

⇒ Corte Basal



a) Uniforme

b) Triangular



c) 1º Modo

Figura A.36 - BIs dos cortes basais para cada perfil de carga aplicado

⇒ Momentos Flectores por Apoio

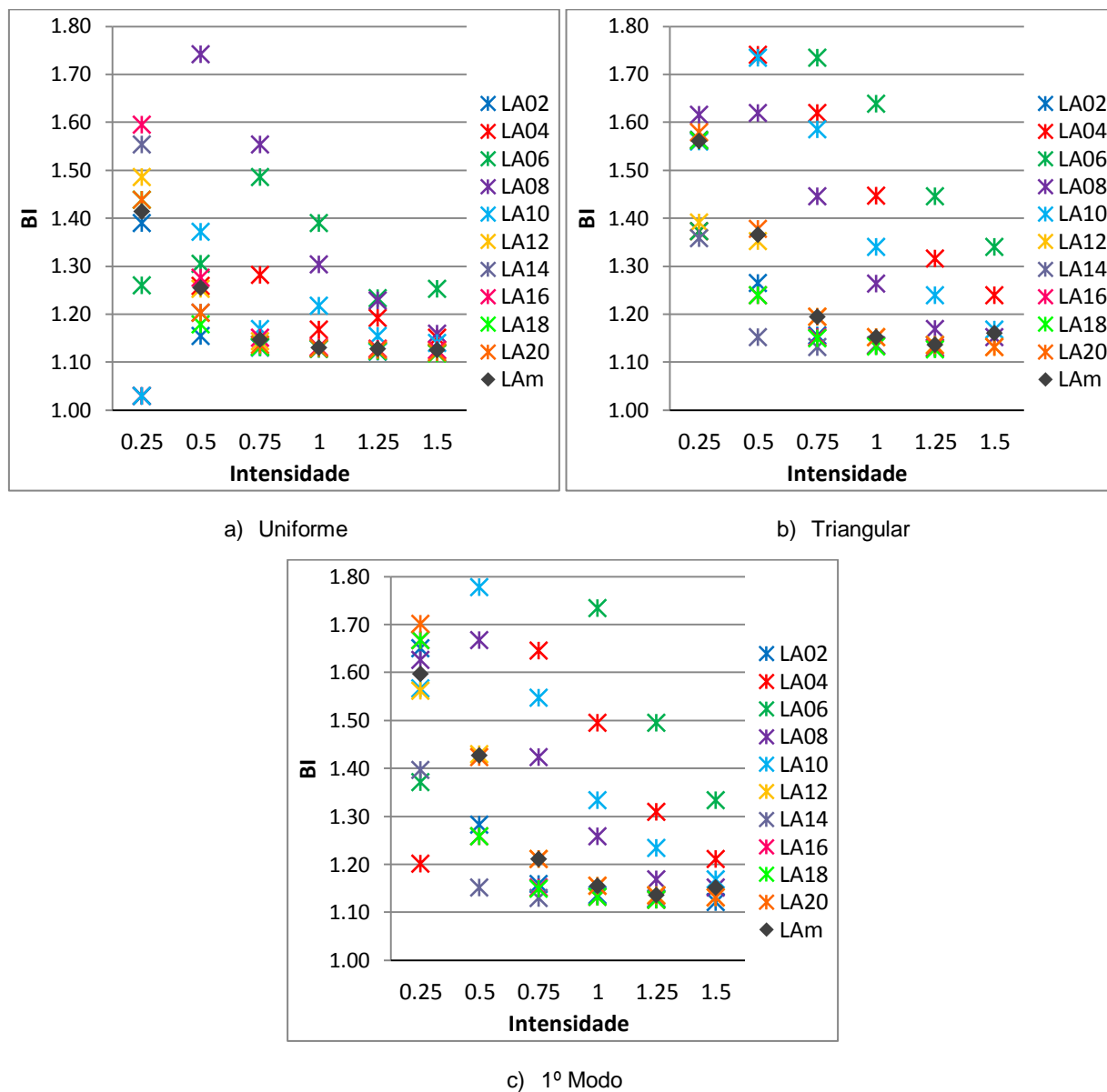


Figura A.37 - BIs dos momentos flectores no nó n111 para cada perfil de carga aplicado

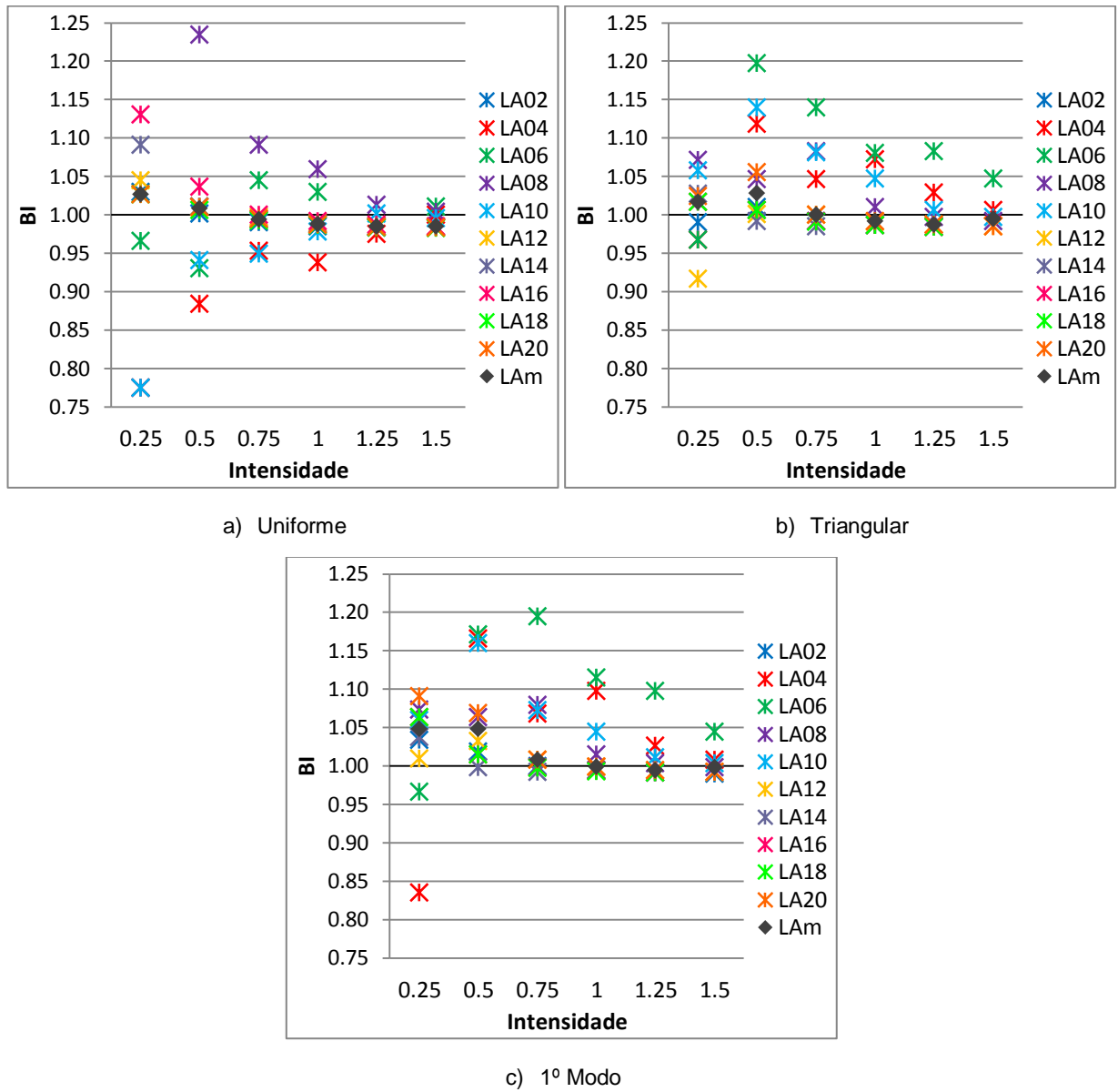
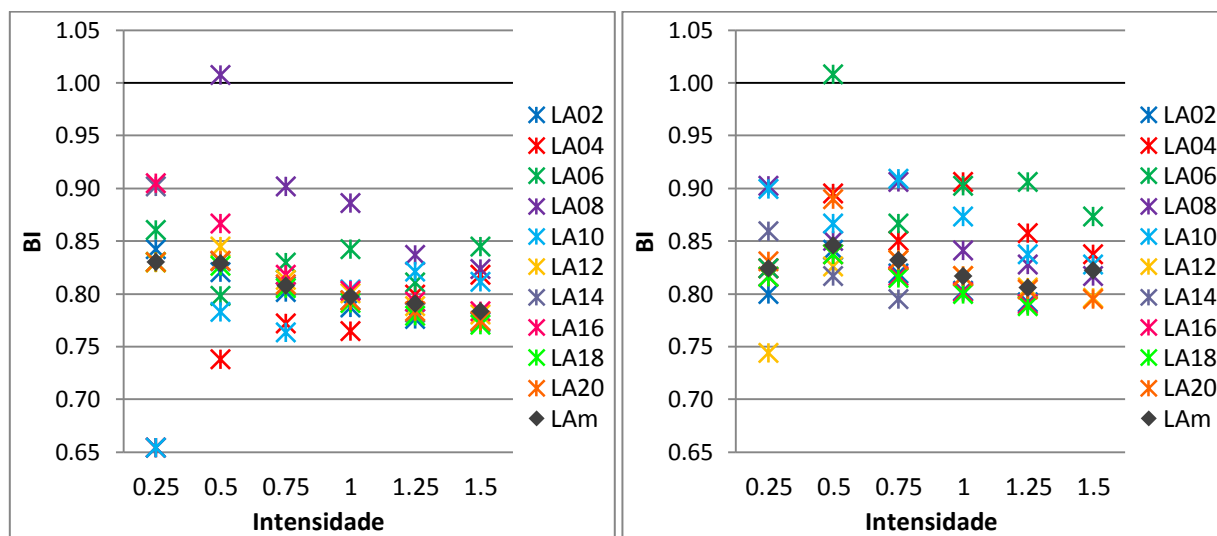
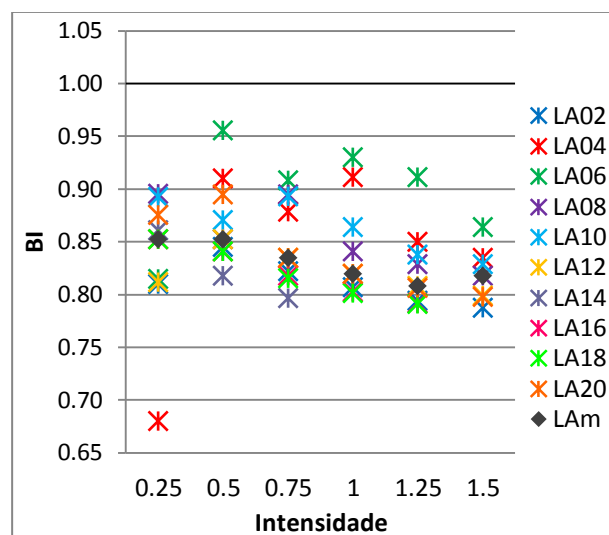


Figura A.38 - BIs dos momentos flectores no nó n211 para cada perfil de carga aplicado



a) Uniforme

b) Triangular



c) 1º Modo

Figura A.39 - BIs dos momentos flectores no nó n311 para cada perfil de carga aplicado

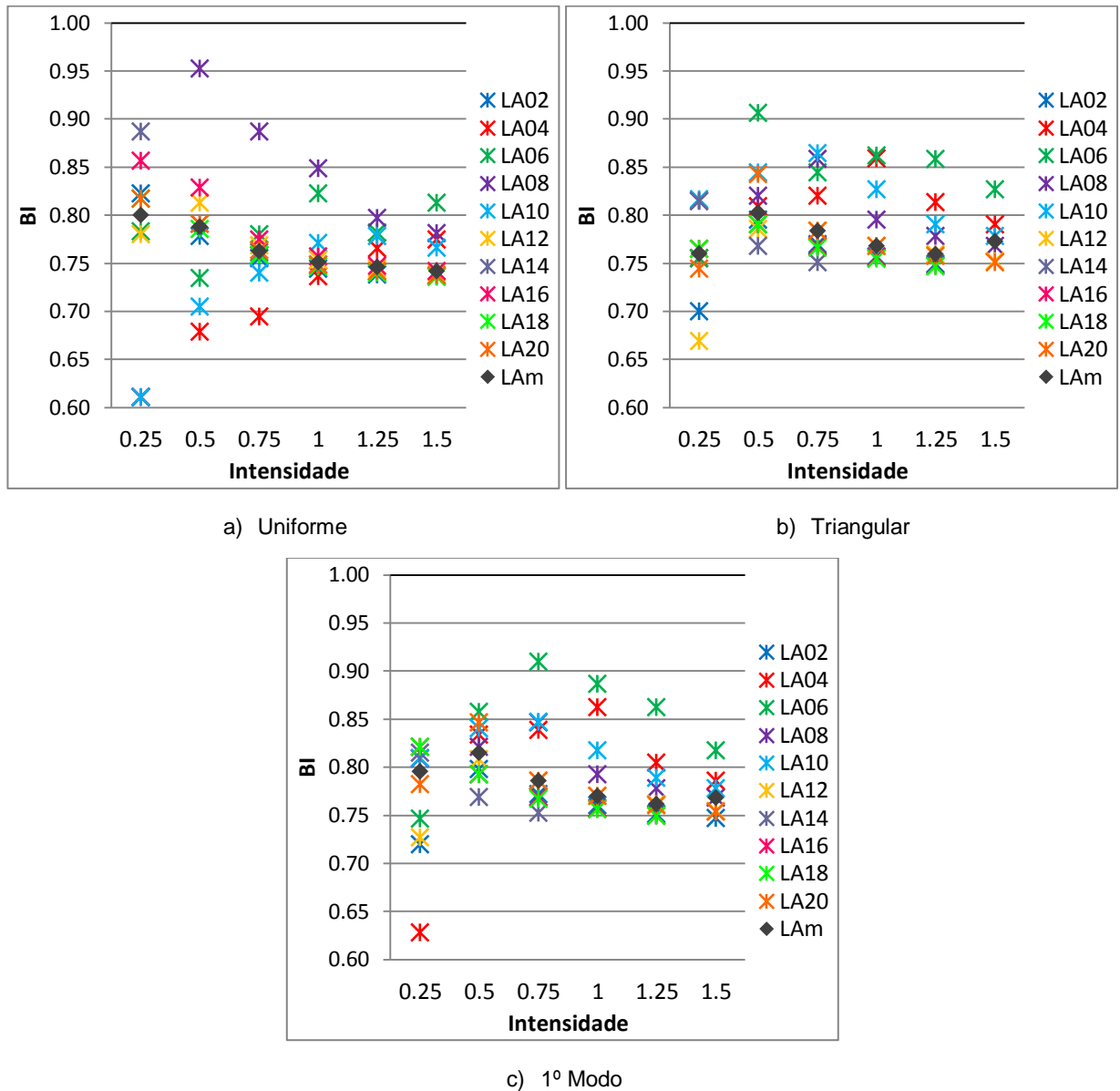


Figura A.40 - BIs dos momentos flectores no nó n411 para cada perfil de carga aplicado

A.3. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DO EDIFÍCIO

A.3.1. MODELAÇÃO COM APLICAÇÃO DE MOLAS VERTICAIS E DE ROTAÇÃO

⇒ Análise *Pushover* com Carregamento Correspondente ao 1º Modo, Solo A

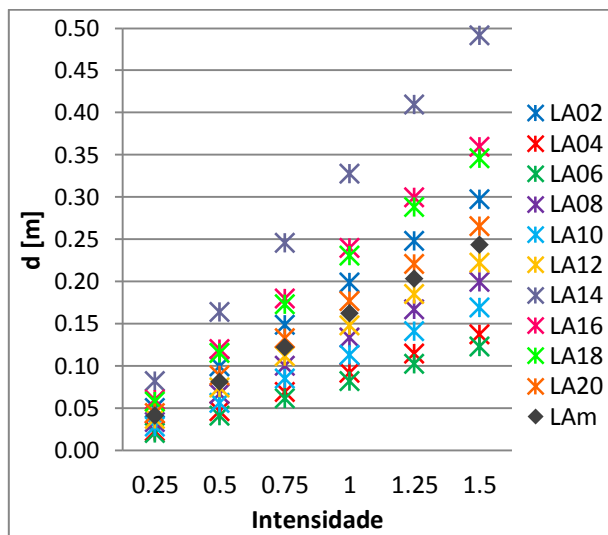


Figura A.41 - Deslocamentos do topo

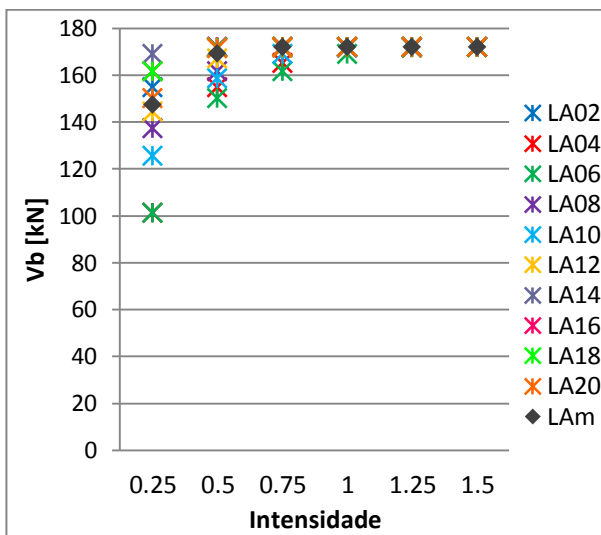


Figura A.42 - Corte basal

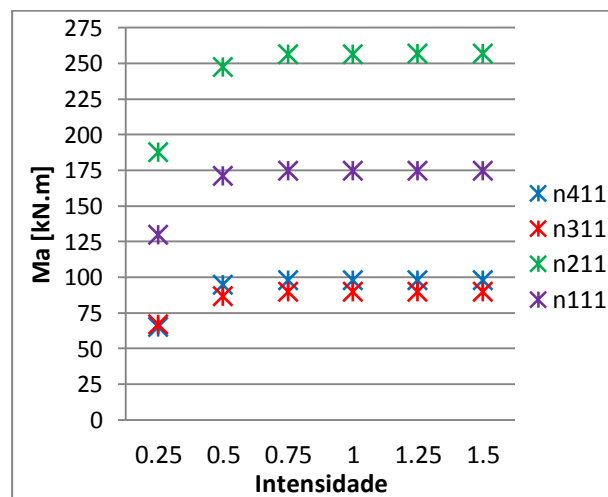


Figura A.43 - Momentos flectores medianos nos apoios

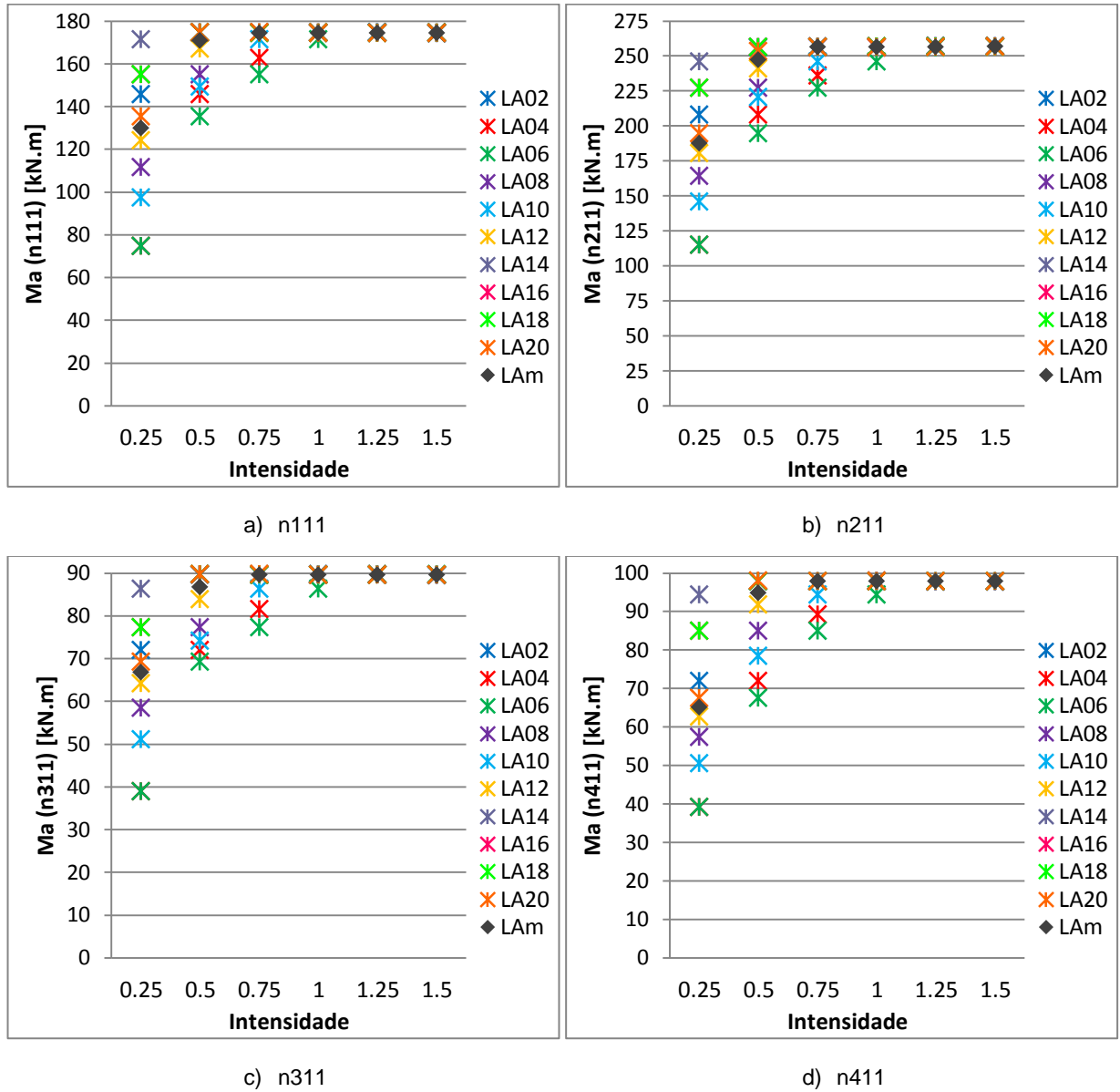


Figura A.44 - Momentos flectores relativos a cada um dos apoios

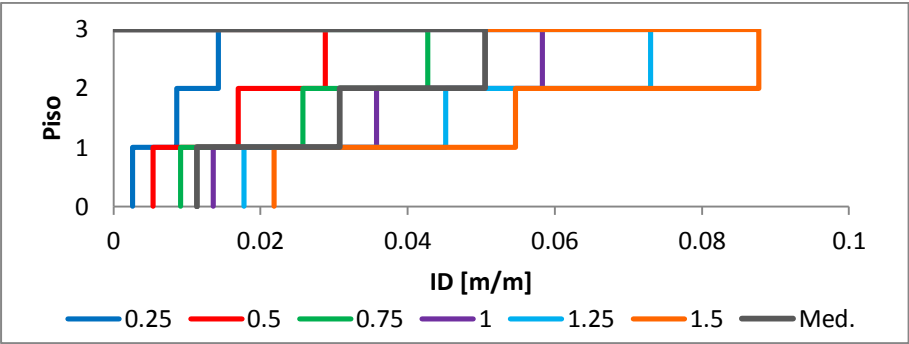


Figura A.45 - Drift entre pisos

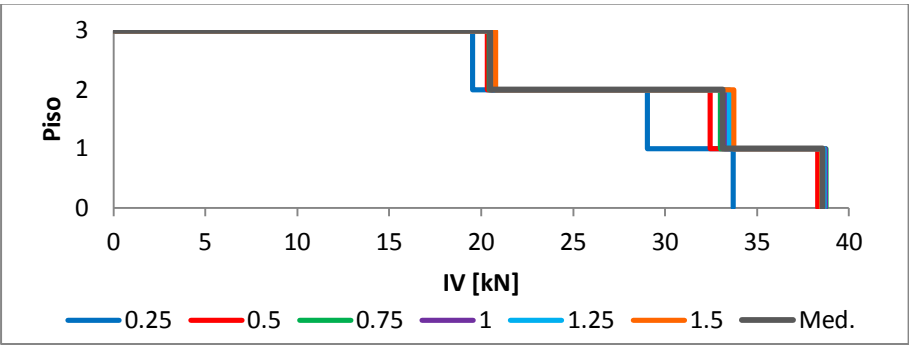


Figura A.46 - Esforço transverso por piso

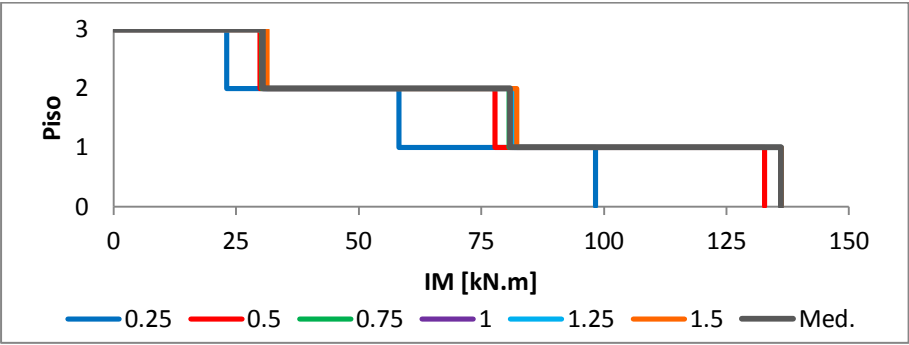


Figura A.47 - Momentos flectores por piso

⇒ Deslocamento do Topo

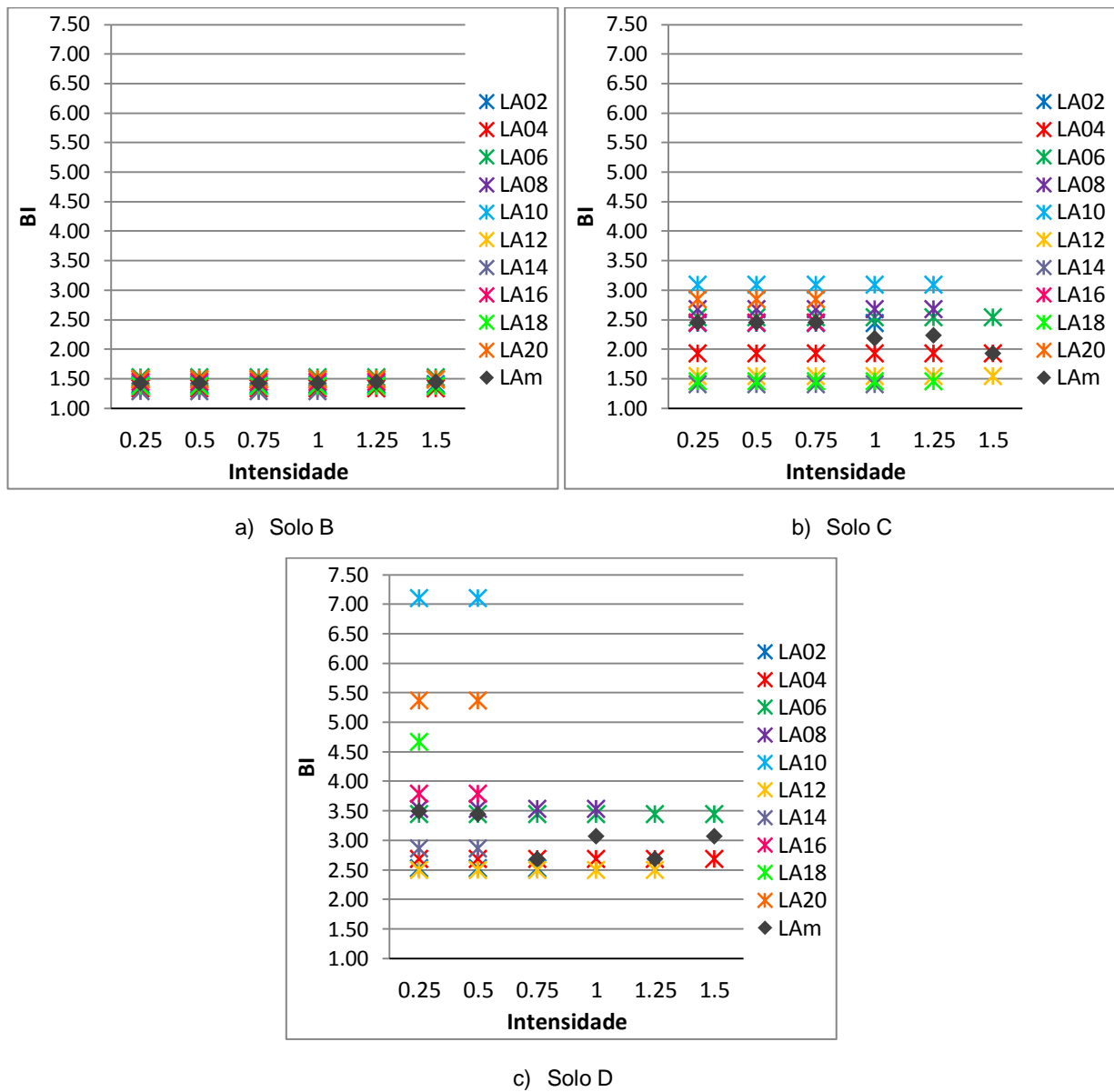


Figura A.48 - BIs dos deslocamentos do topo para cada solo utilizado

⇒ Corte Basal

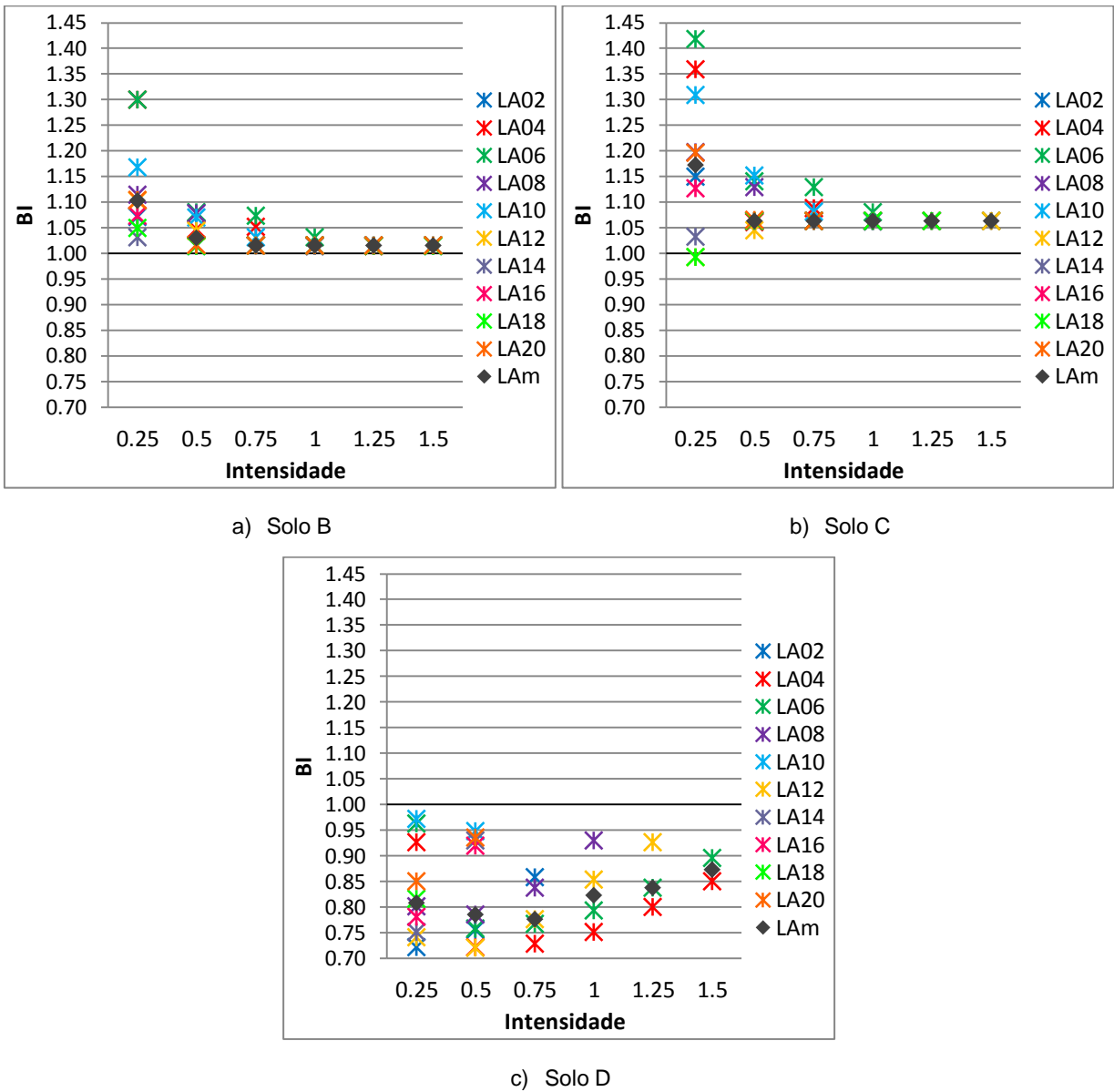


Figura A.49 - BIs dos cortes basais para cada solo utilizado

⇒ Momentos Flectores por Apoio

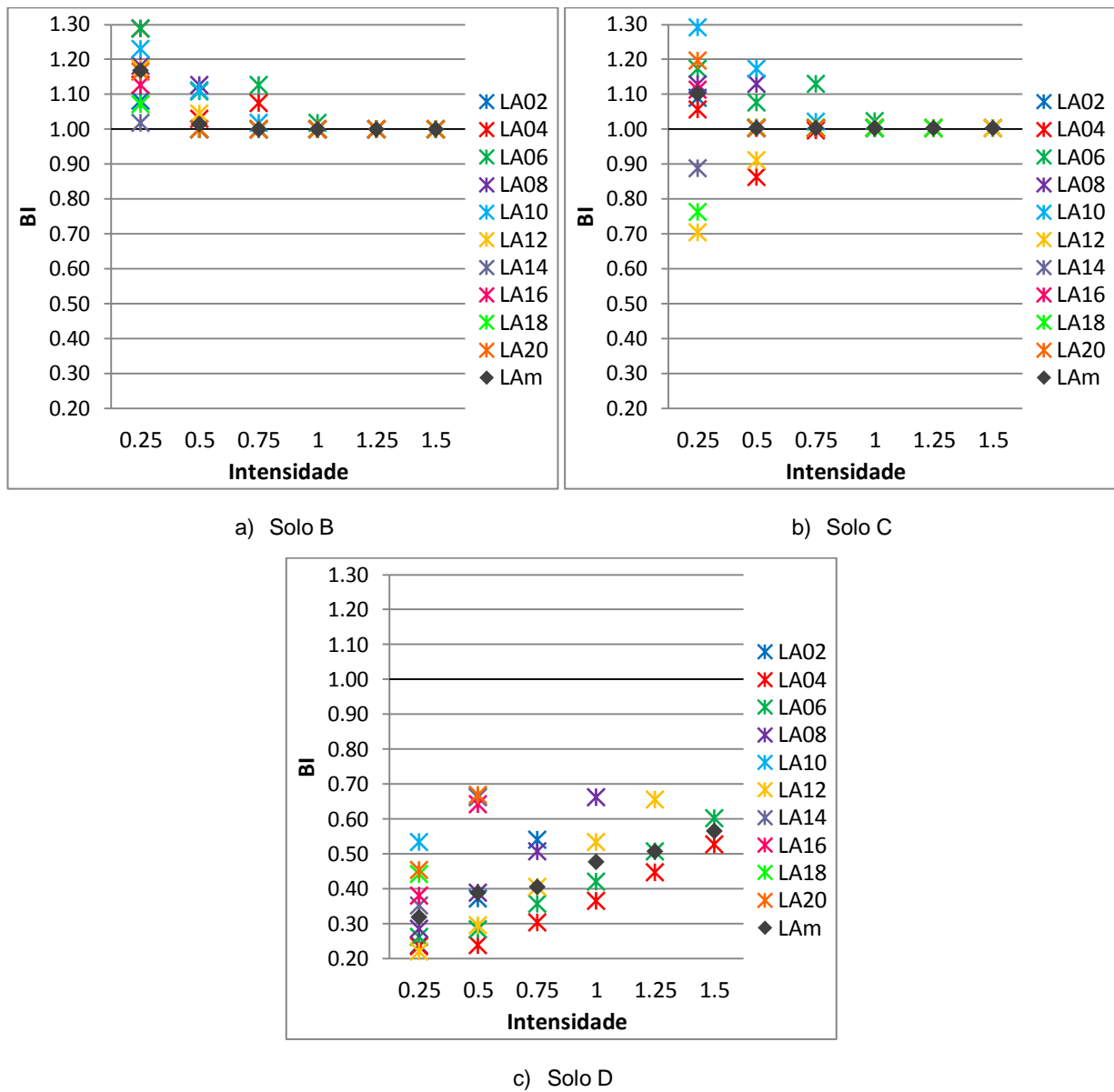
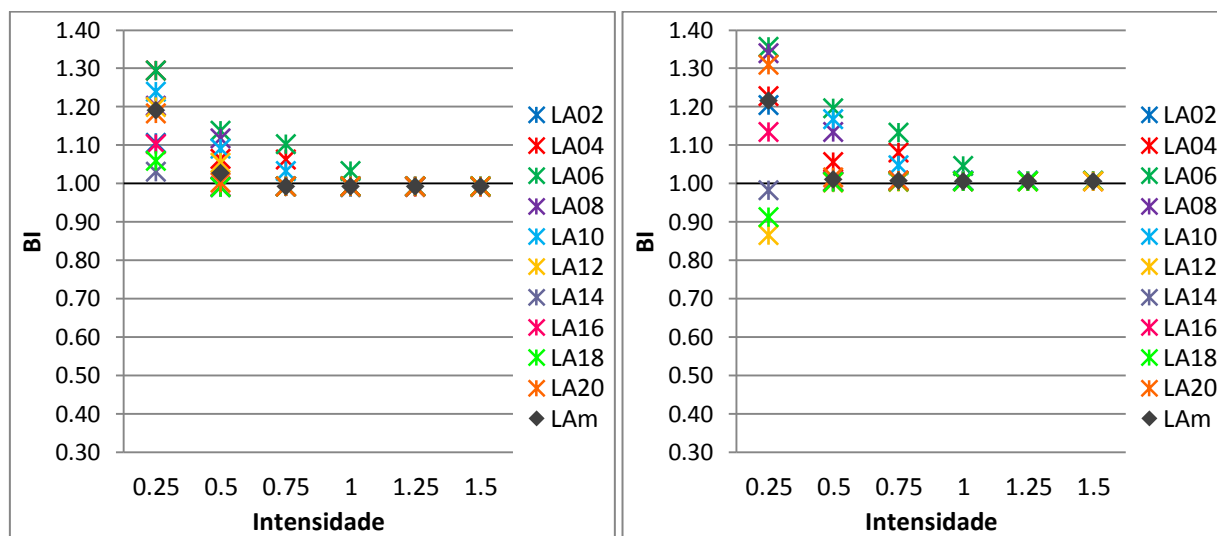
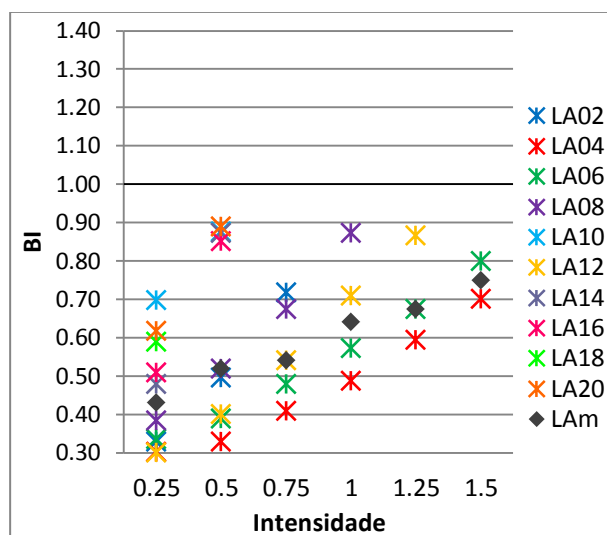


Figura A.50 - BIs dos momentos flectores no nó n111 para cada solo utilizado



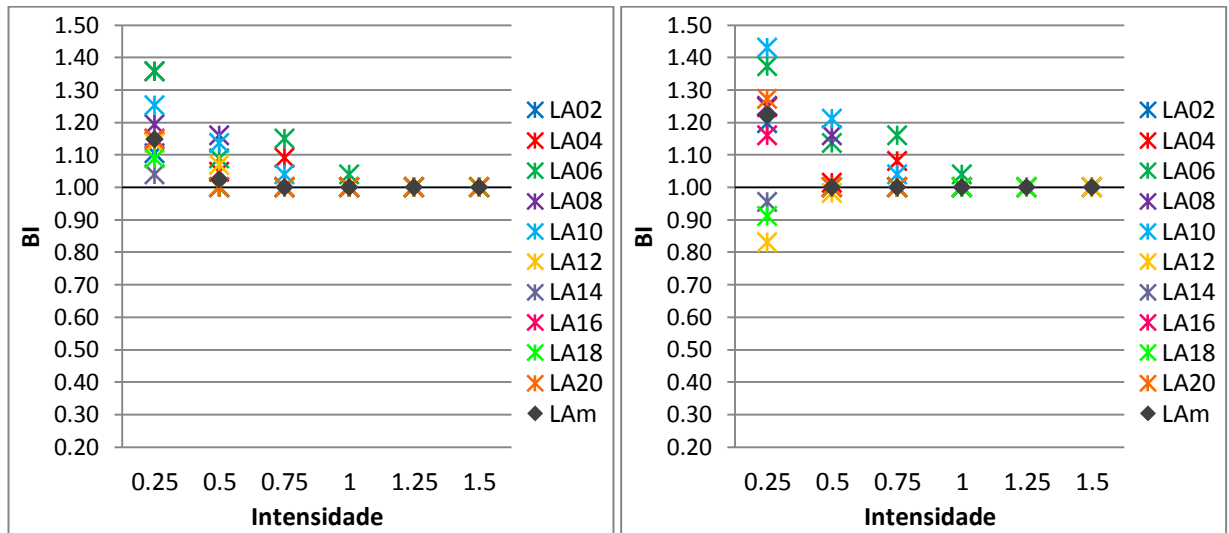
a) Solo B

b) Solo C



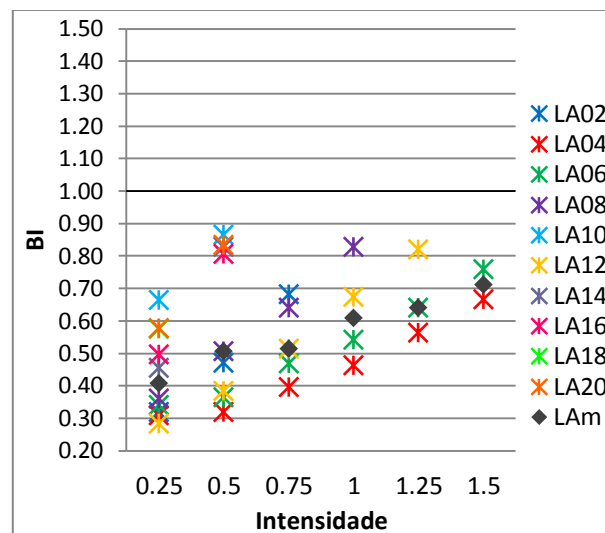
c) Solo D

Figura A.51 - BIs dos momentos flectores no nó n211 para cada solo utilizado



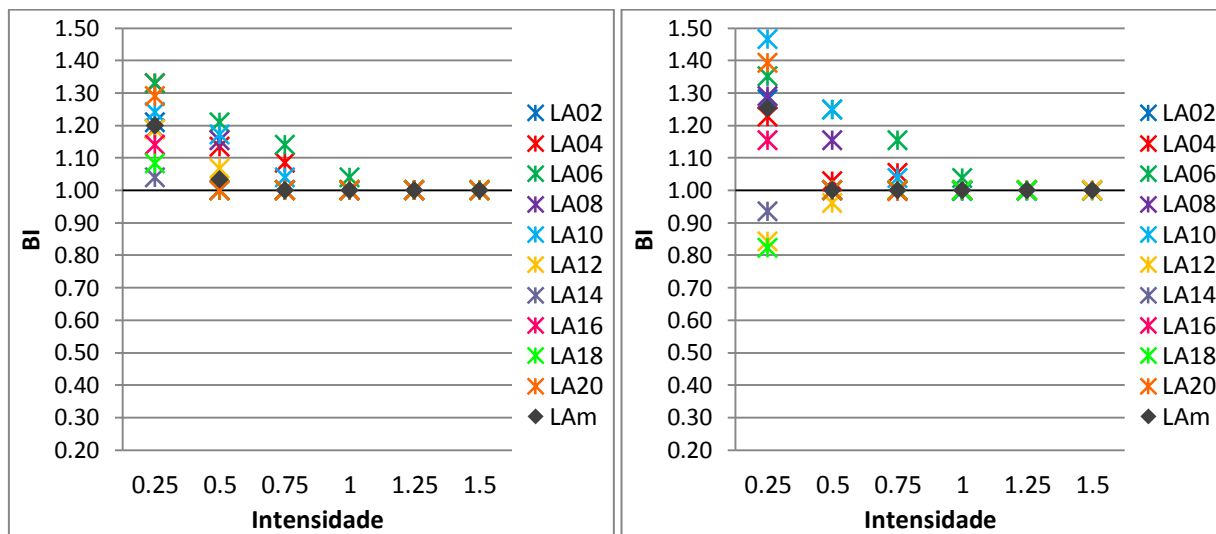
a) Solo B

b) Solo C



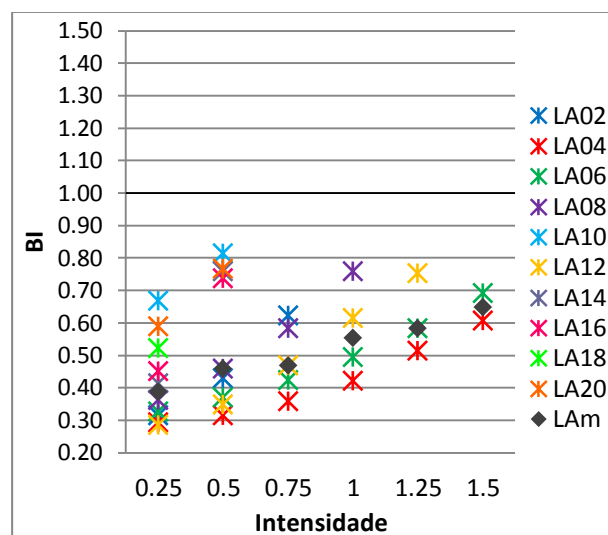
c) Solo D

Figura A.52 - BIs dos momentos flectores no nó n311 para cada solo utilizado



a) Solo B

b) Solo C



c) Solo D

Figura A.53 - BIs dos momentos flectores no nó n411 para cada solo utilizado

A.3.2. MODELAÇÃO COM INTRODUÇÃO DE MOLAS HORIZONTAIS

⇒ Deslocamento do Topo

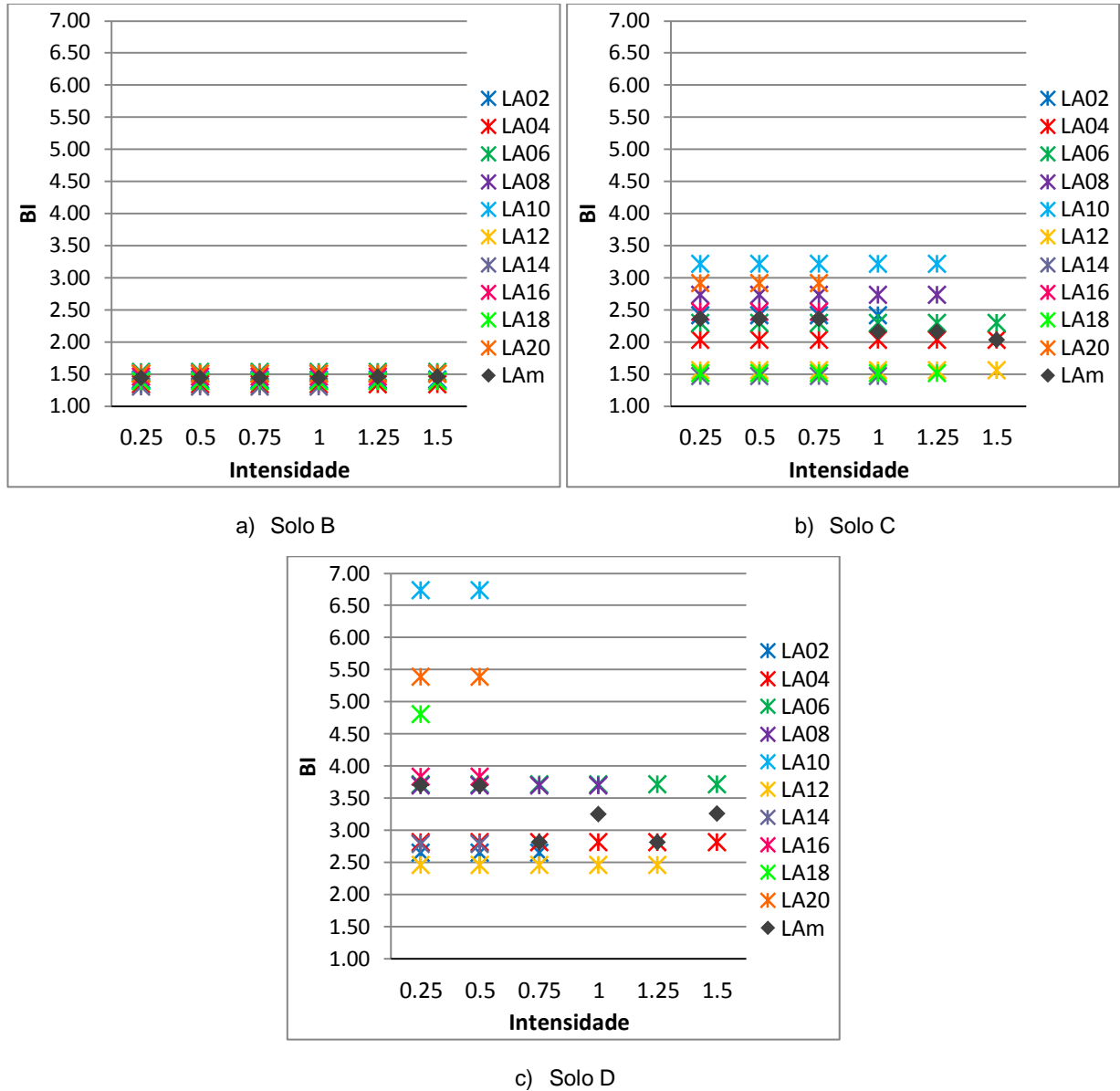


Figura A.54 - BIs dos deslocamentos do topo para cada solo utilizado

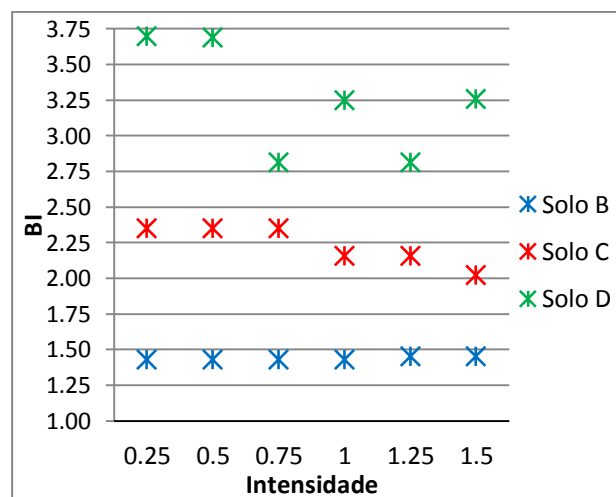


Figura A.55 - BIs medianos dos deslocamentos do topo

⇒ Corte Basal

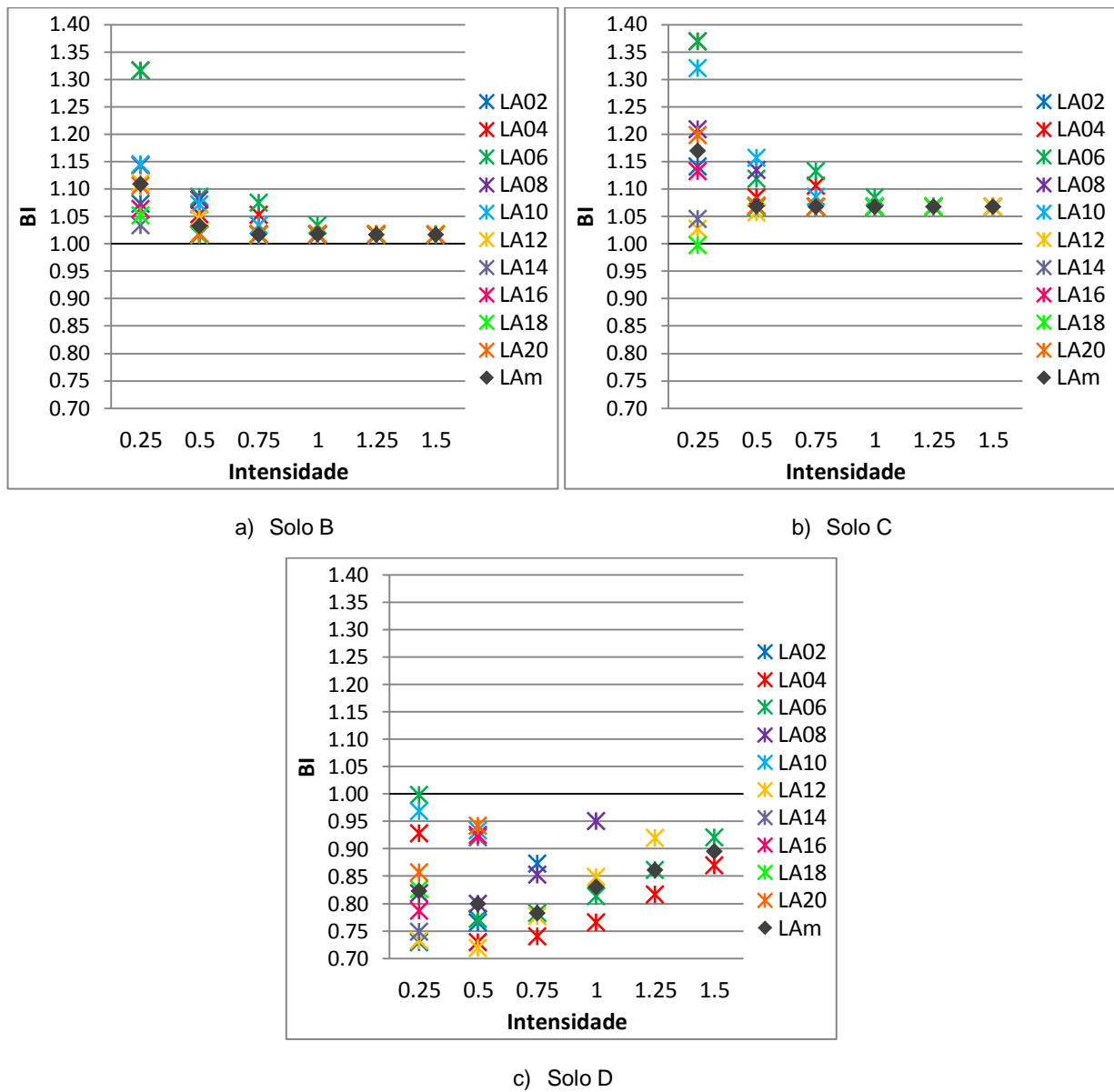


Figura A.56 - BIs dos cortes basais para cada solo utilizado

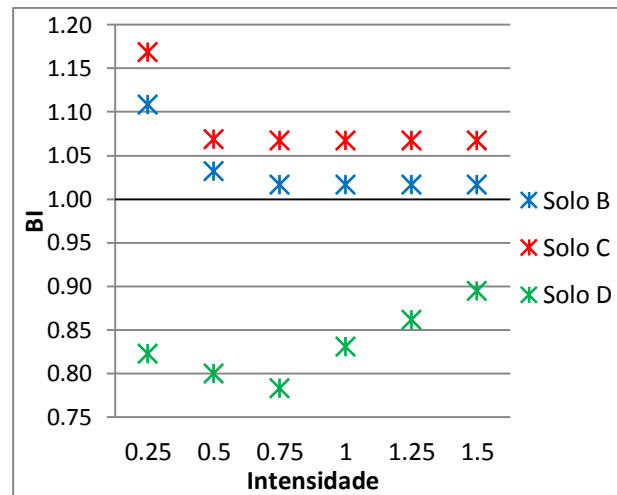


Figura A.57 - BIs medianos dos cortes basais

⇒ Momentos Flectores por Apoio

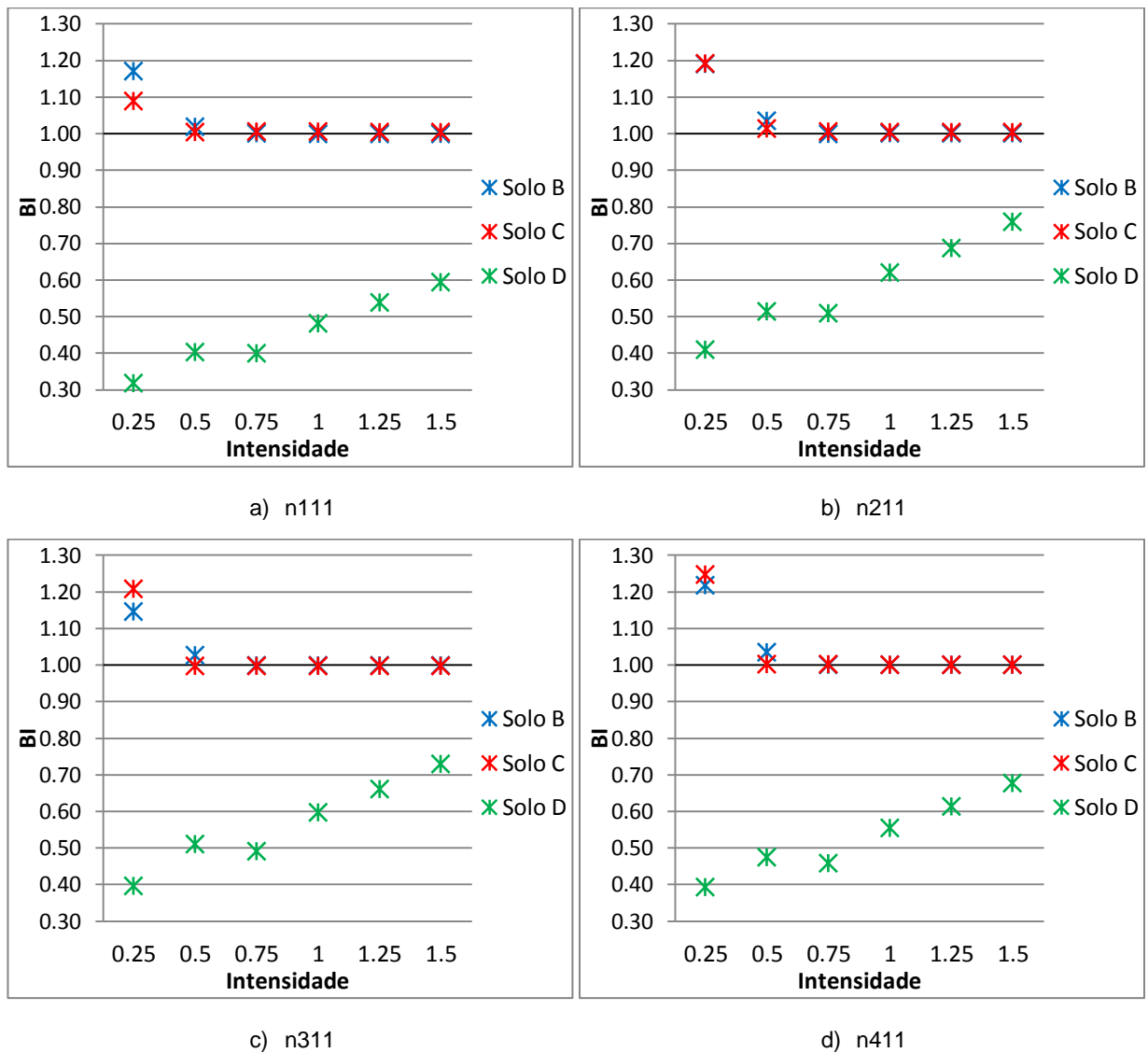
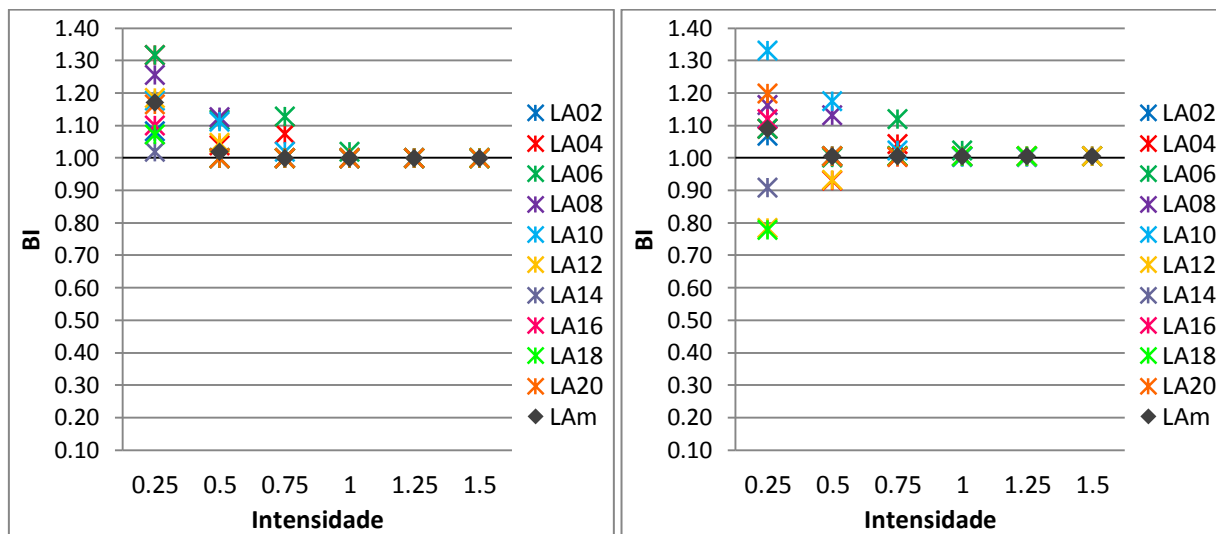
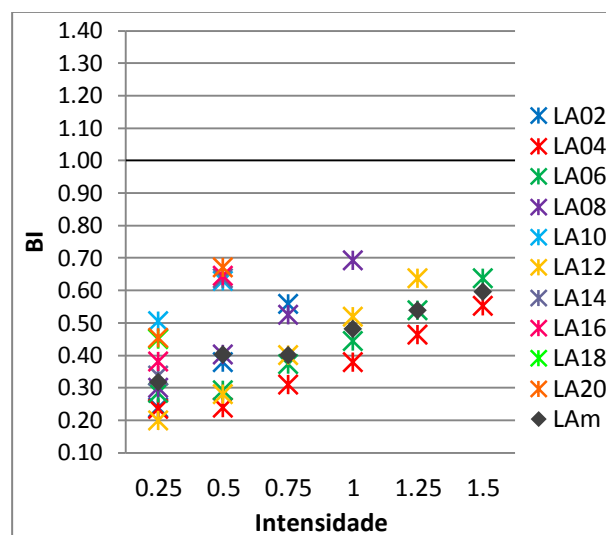


Figura A.58 - BIs medianos dos momentos flectores de cada apoio



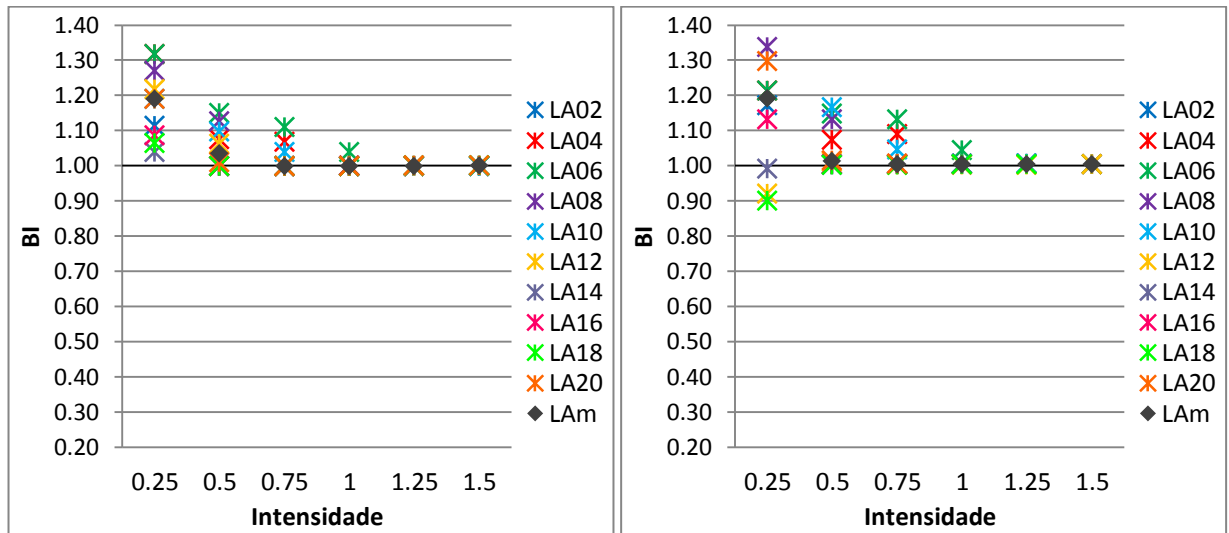
a) Solo B

b) Solo C



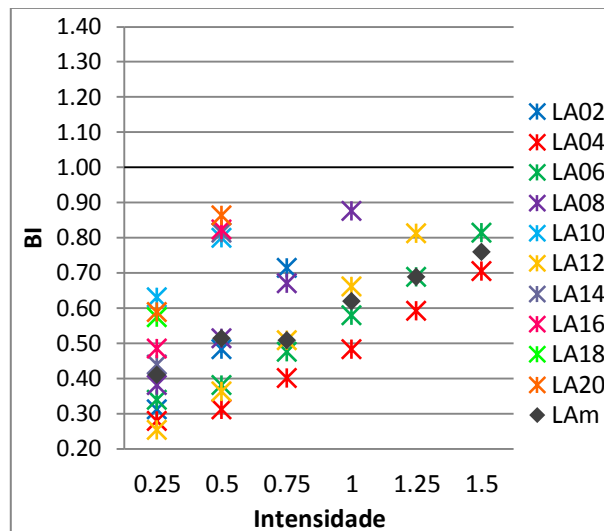
c) Solo D

Figura A.59 - BIs dos momentos flectores no nó n111 para cada solo utilizado



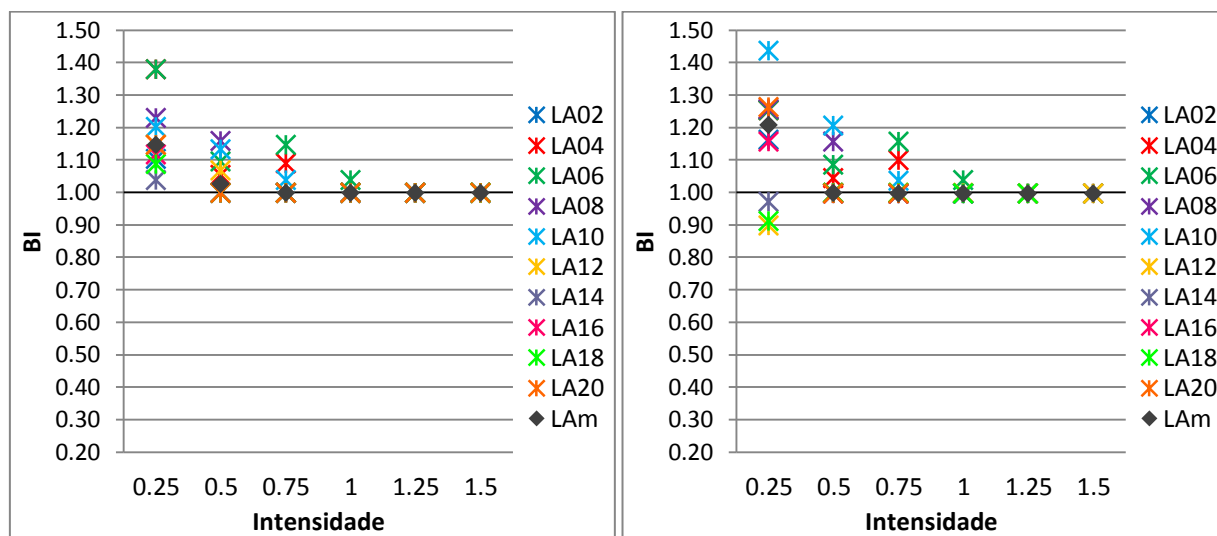
a) Solo B

b) Solo C



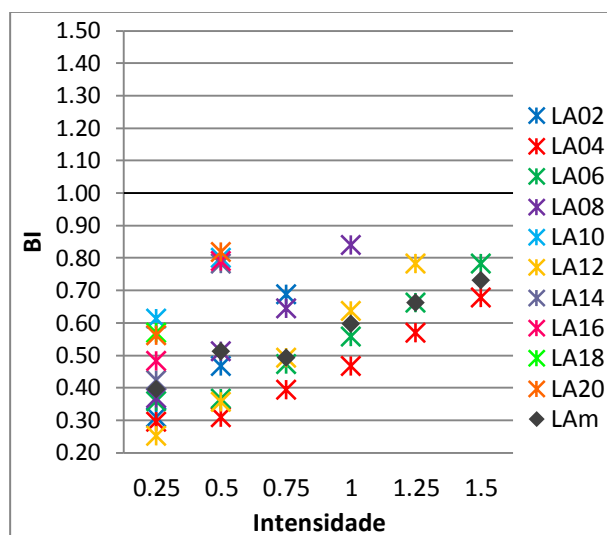
c) Solo D

Figura A.60 - BIs dos momentos flectores no nó n211 para cada solo utilizado



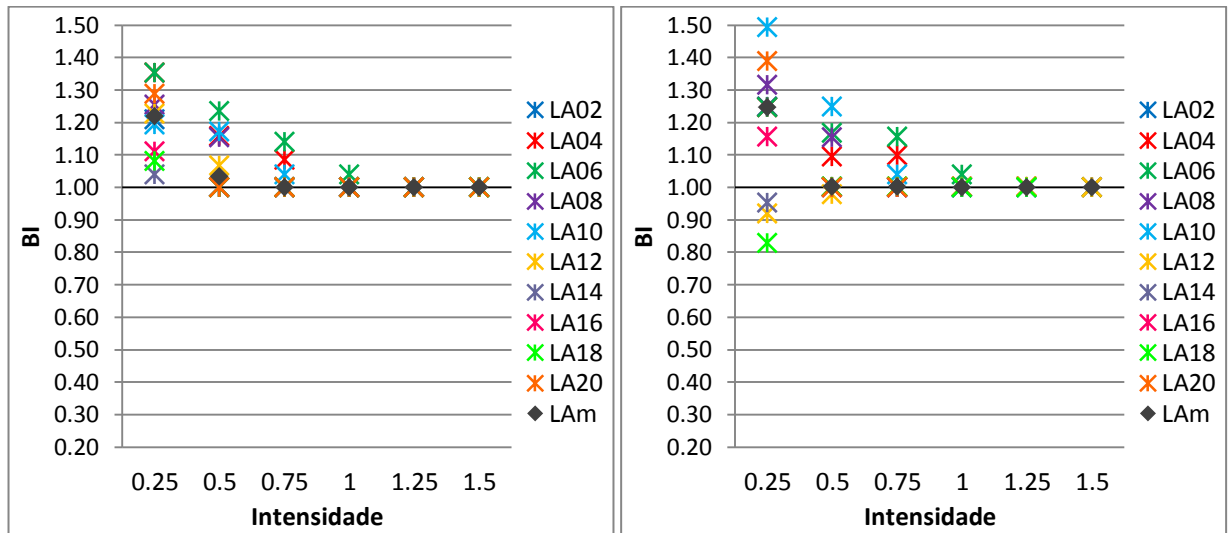
a) Solo B

b) Solo C



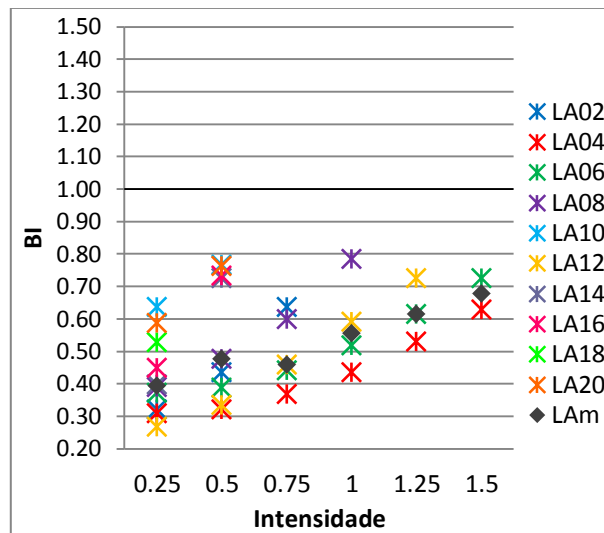
c) Solo D

Figura A.61 - BIs dos momentos flectores no nó n311 para cada solo utilizado



a) Solo B

b) Solo C



c) Solo D

Figura A.62 - BIs dos momentos flectores no nó n411 para cada solo utilizado

⇒ *Drift* entre Pisos

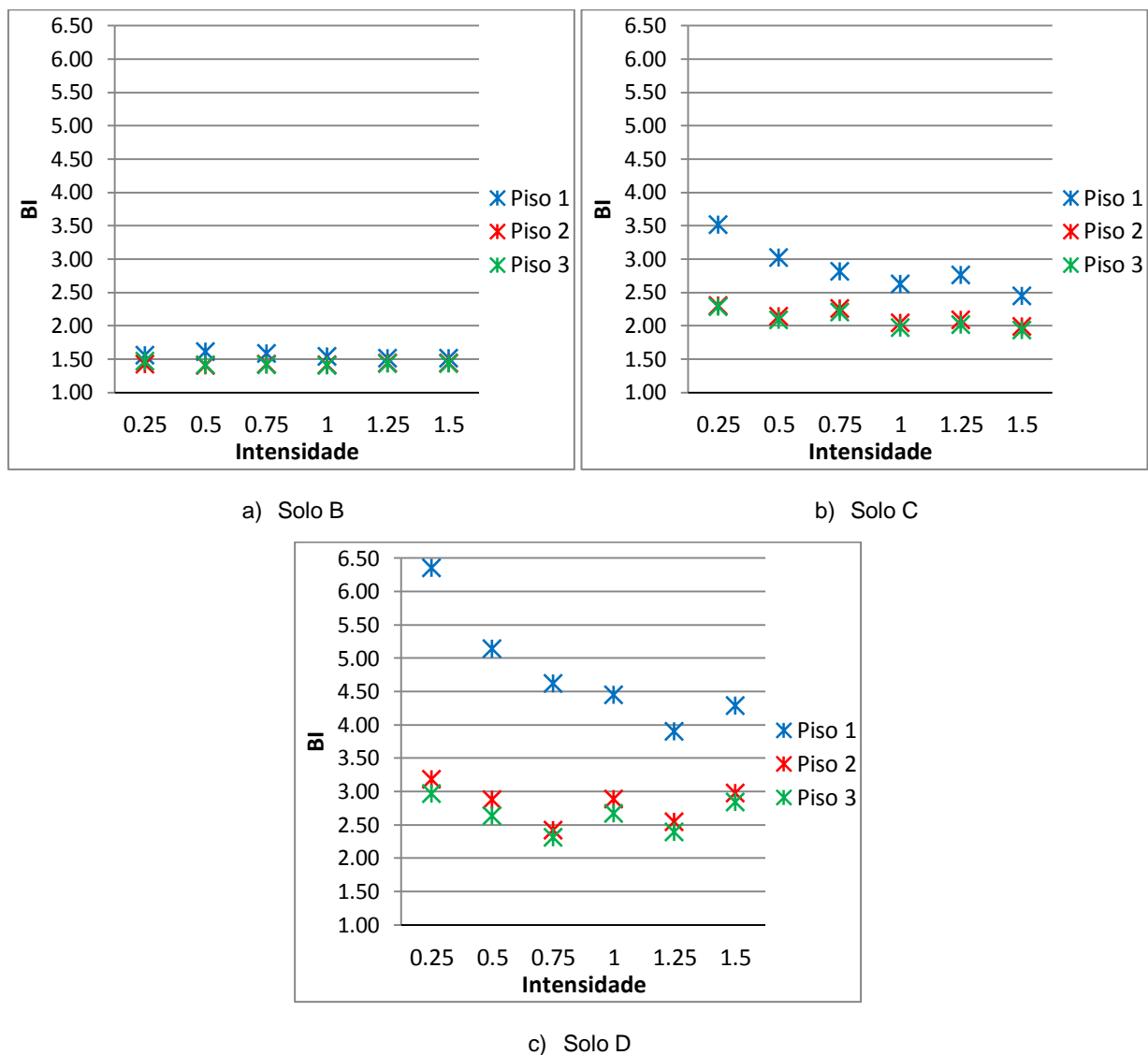
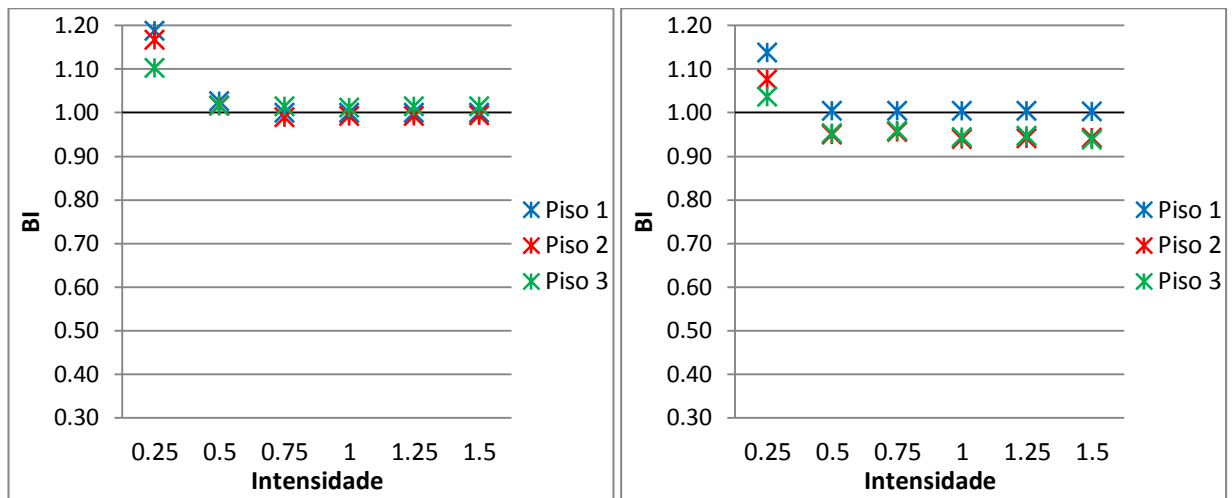


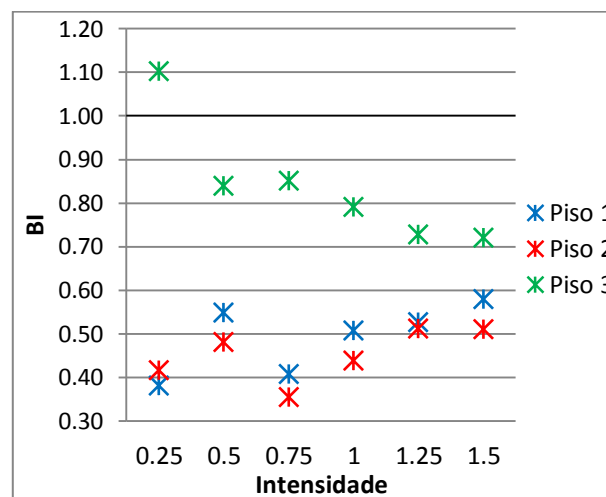
Figura A.63 - BIs medianos dos *drifts* entre pisos para cada solo utilizado

⇒ Momentos Flectores por Piso



a) Solo B

b) Solo C



c) Solo D

Figura A.64 - BIs medianos dos momentos flectores por piso para cada solo utilizado

⇒ Esforço Transverso por Piso

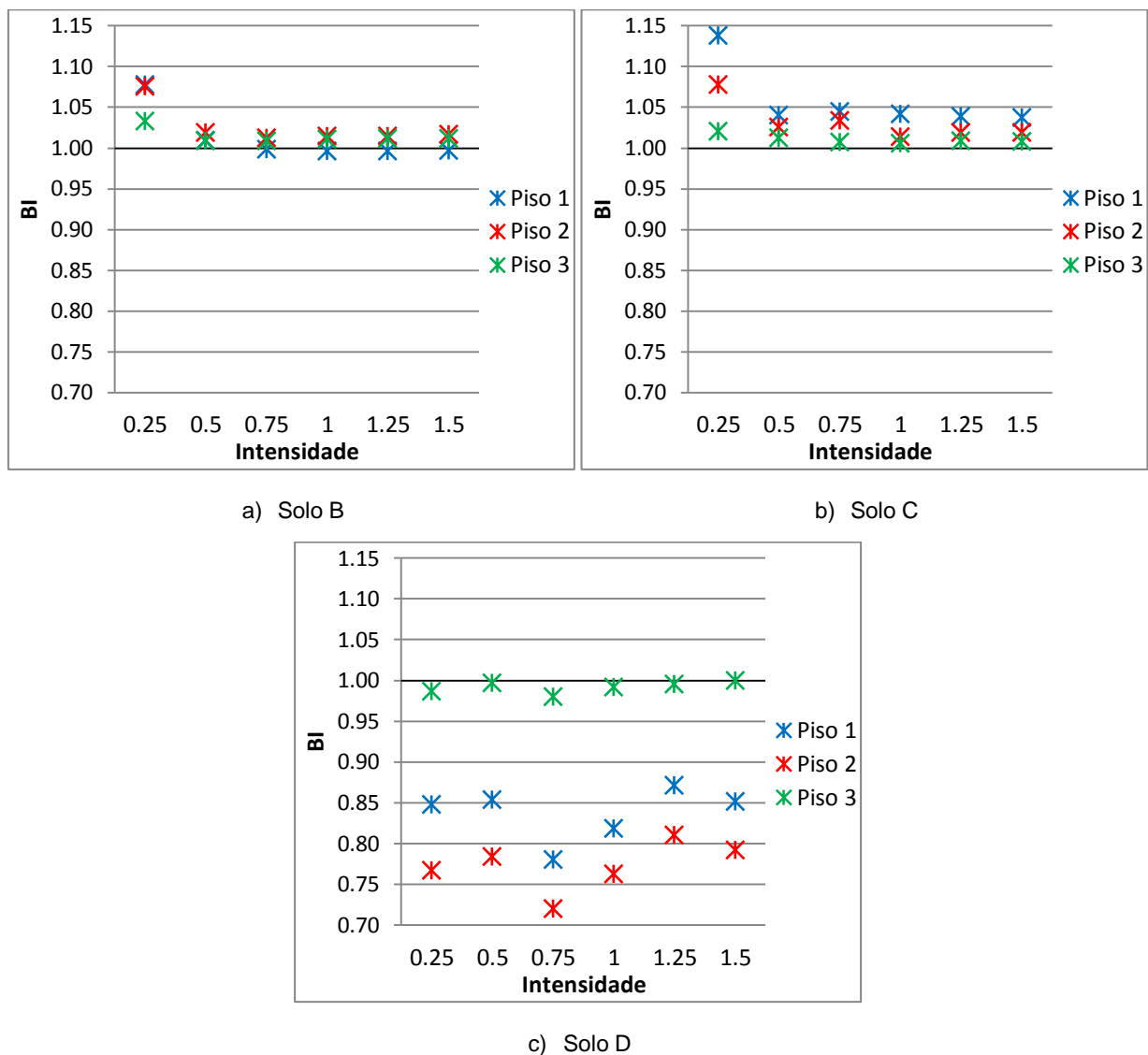


Figura A.65 - BIs medianos dos esforços transversos por piso para cada solo utilizado

A.3.3. MODELAÇÃO SIMPLIFICADA

⇒ Deslocamento do Topo

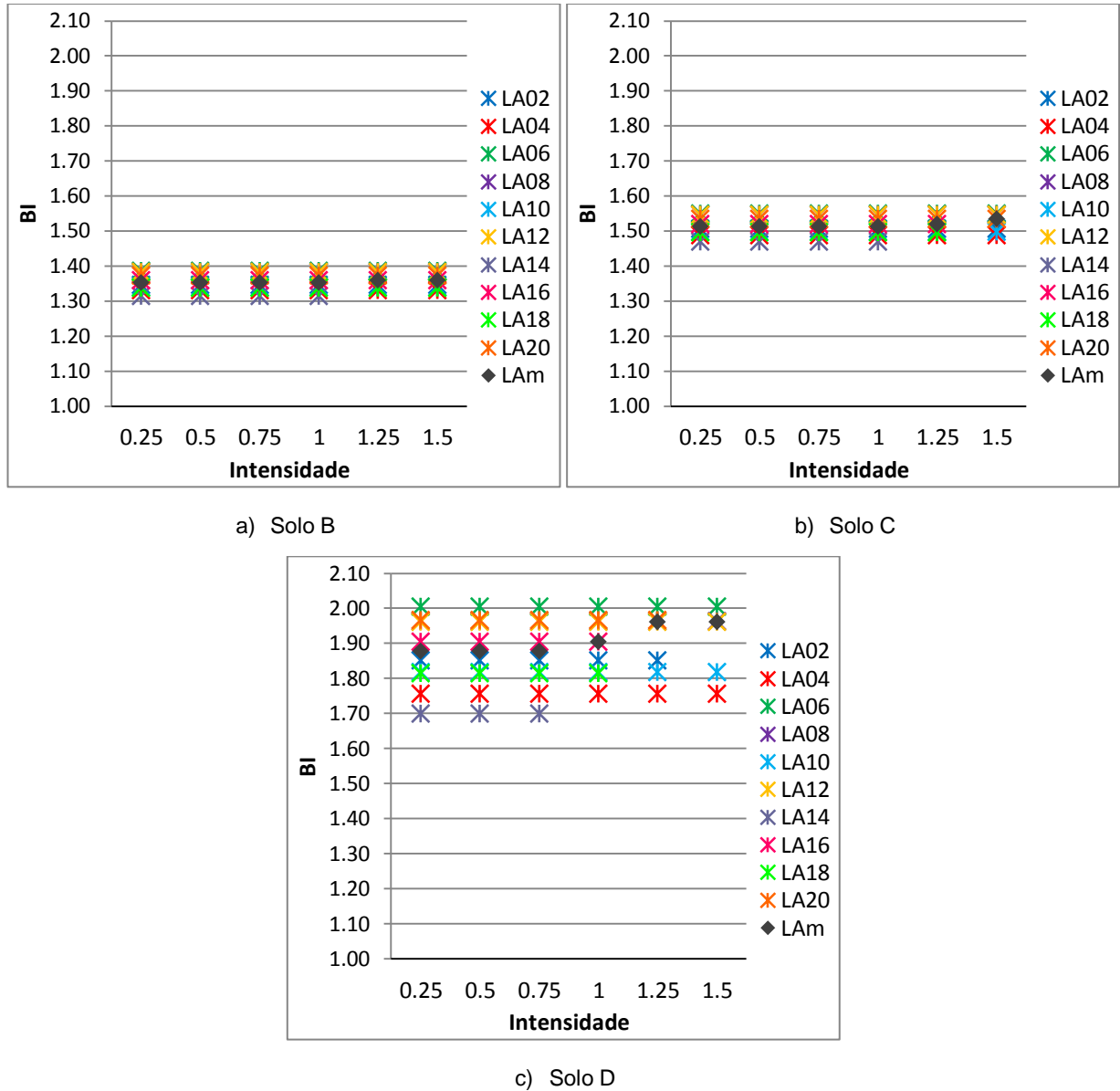


Figura A.66 - BIs dos deslocamentos do topo para cada solo utilizado

⇒ Corte Basal

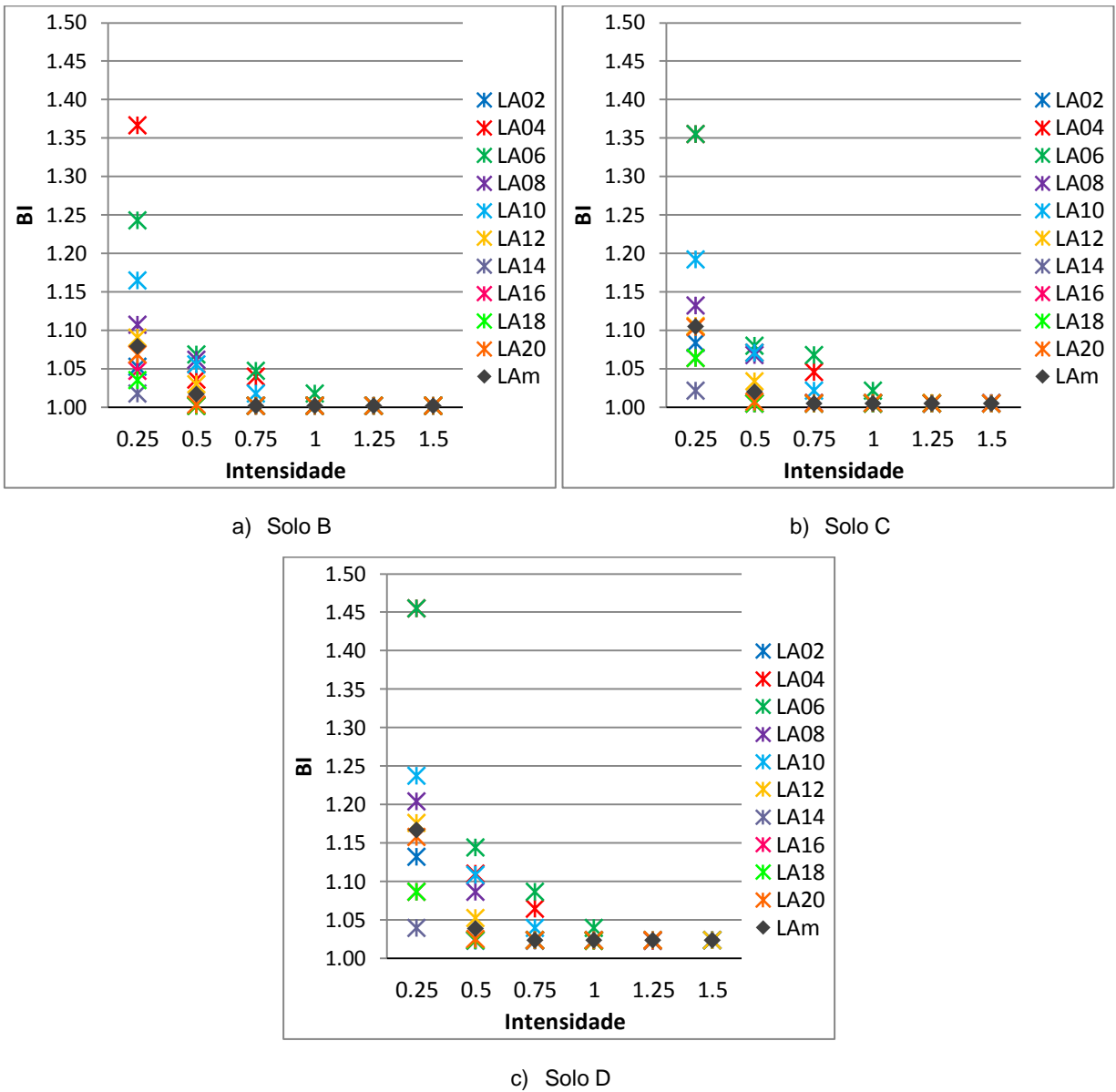


Figura A.67 - BIs dos cortes basais para cada solo utilizado

⇒ Momentos Flectores por Apoio

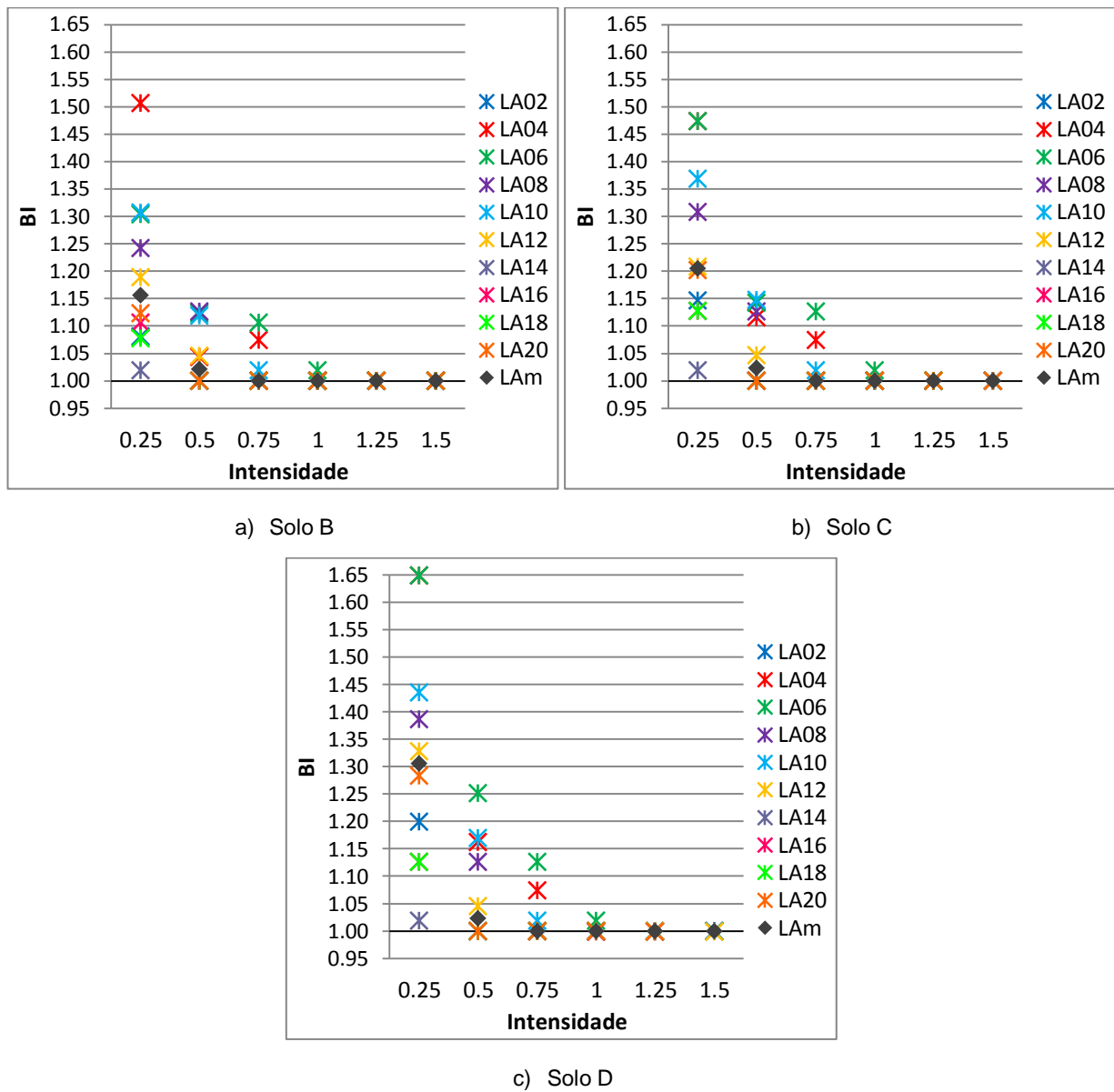


Figura A.68 - BIs dos momentos flectores no nó n111 para cada solo utilizado

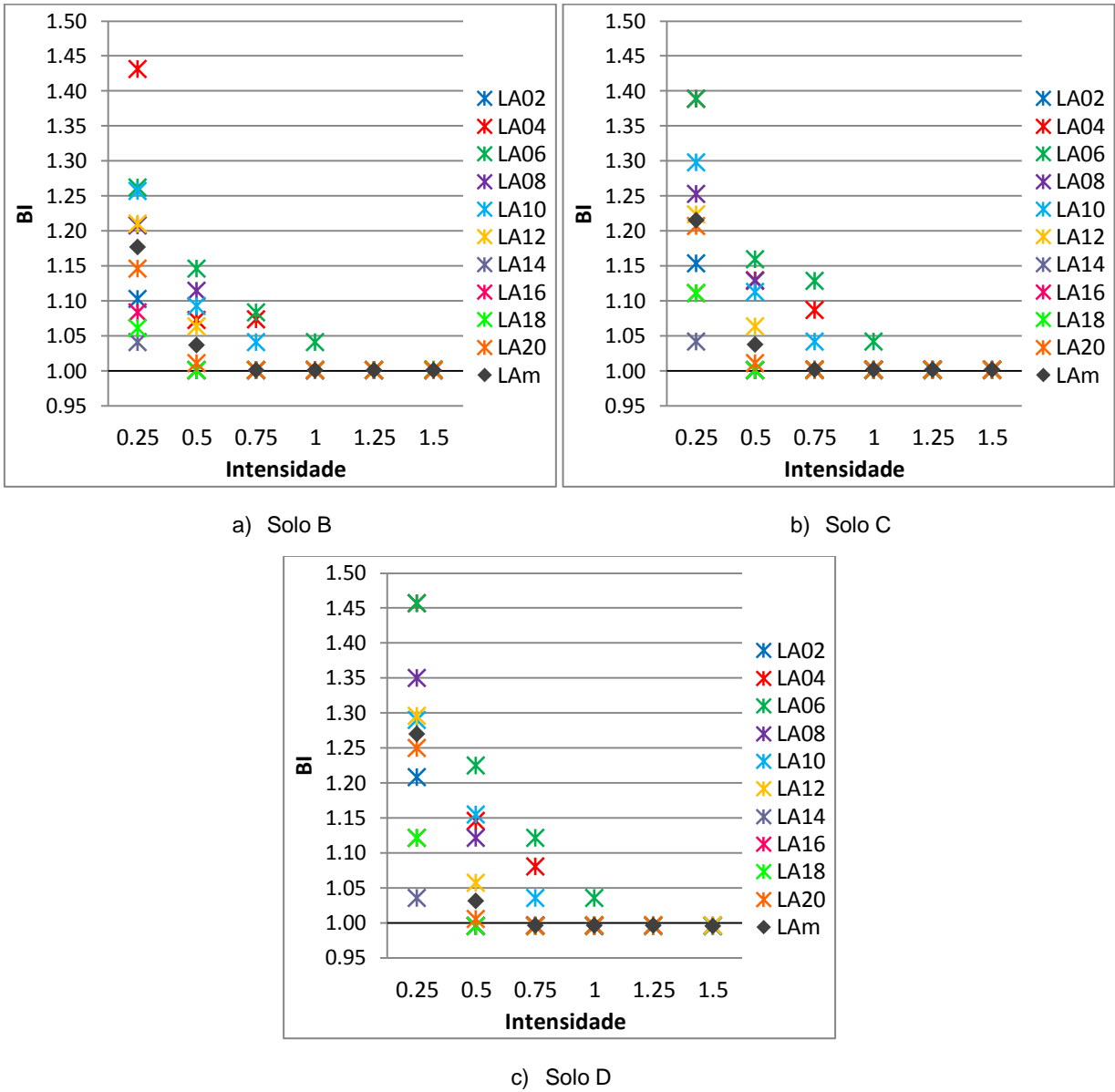
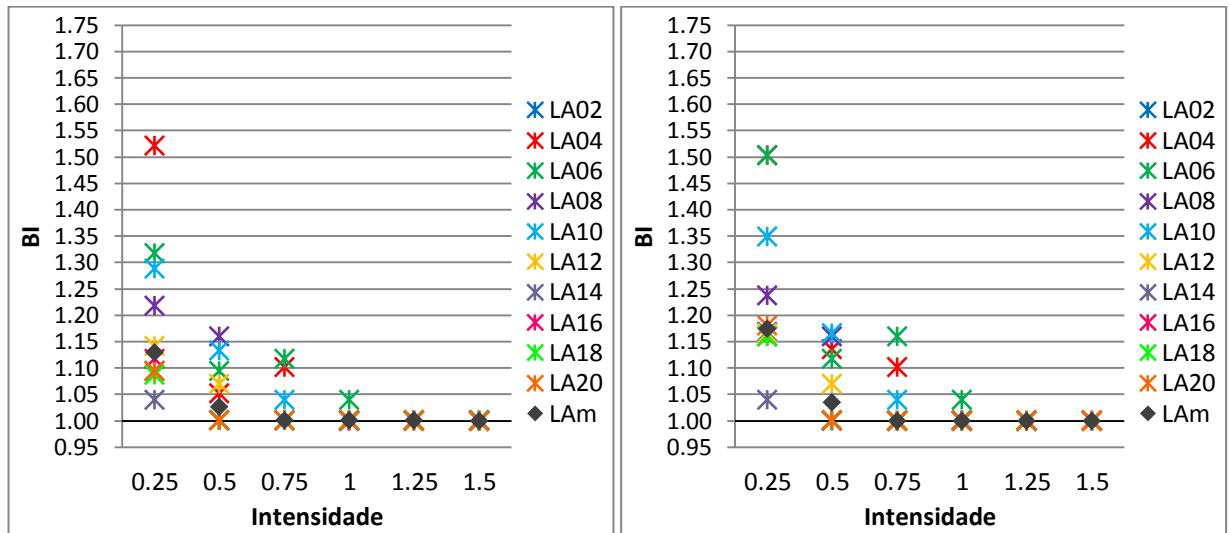
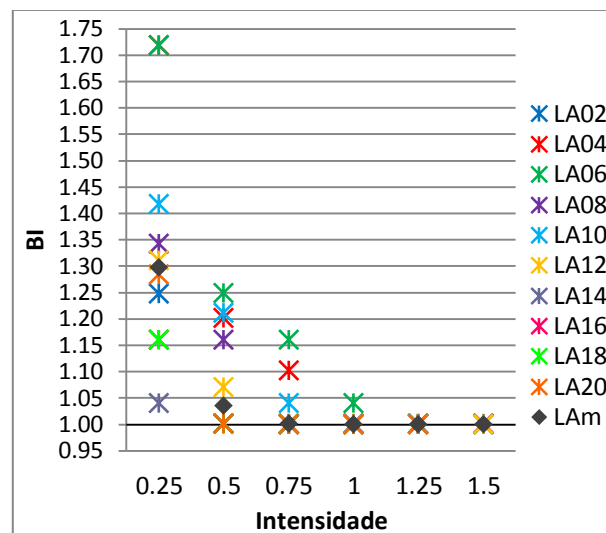


Figura A.69 - BIs dos momentos flectores no nó n211 para cada solo utilizado



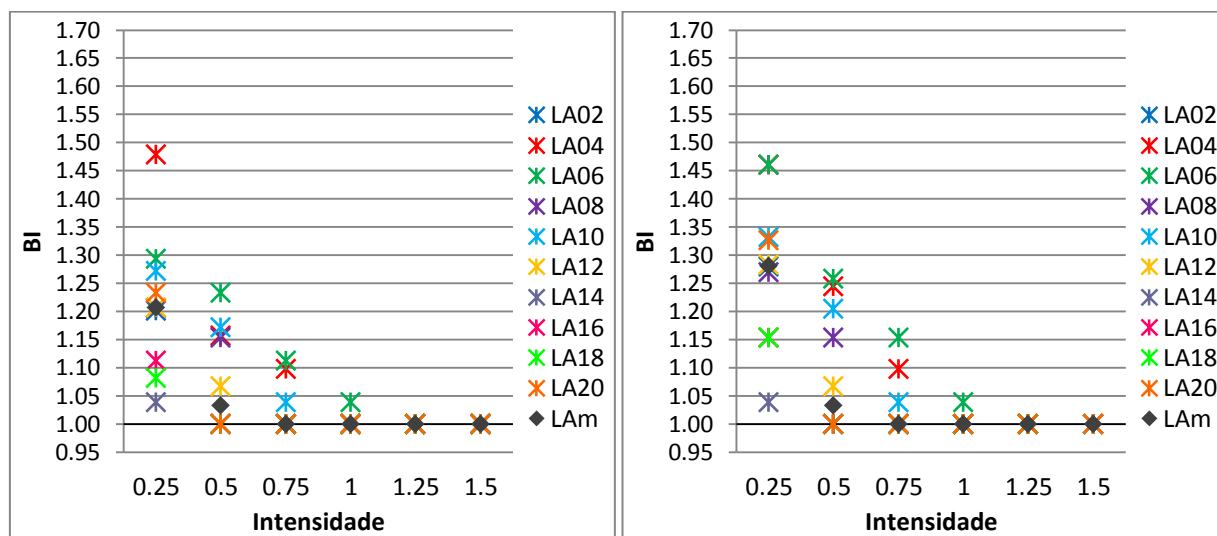
a) Solo B

b) Solo C



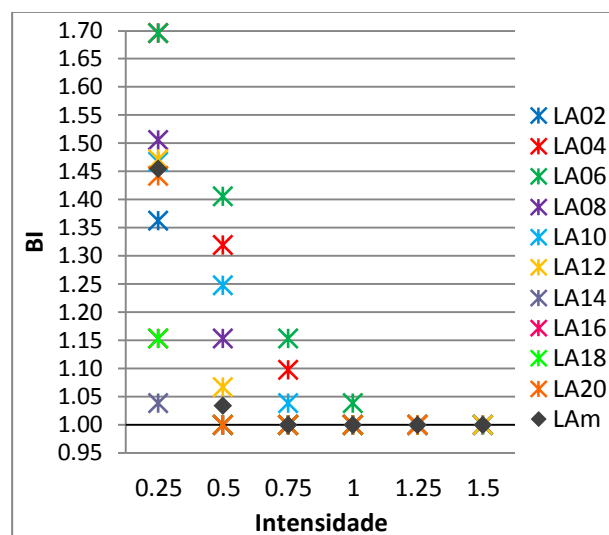
c) Solo D

Figura A.70 - BIs dos momentos flectores no nó n311 para cada solo utilizado



a) Solo B

b) Solo C



c) Solo D

Figura A.71 - BIs dos momentos flectores no nó n411 para cada solo utilizado